

CONCEPÇÃO E PROJECTO DE UM DESCARREGADOR EM DEGRAUS ESCAVADO EM ROCHA

RUI JORGE AGRELOS FERREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Manuel Pinto Ferreira Lemos

Co-Orientador: Professora Doutora Maria Fernanda Quintela da Silva
Proença

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha família e a todos os que acreditam no meu trabalho.

O único lugar onde o sucesso vem antes do trabalho é no dicionário.

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

A realização do presente trabalho contou com a colaboração de algumas pessoas sem as quais este estudo não se teria concretizado, quer através de orientação técnica e científica, como através do incentivo e amizade incondicionais. A todas essas pessoas que directa ou indirectamente tornaram este projecto uma realidade, o autor expressa a sua profunda gratidão e reconhecimento. Apesar de correr o risco de esquecimentos indesejáveis, o autor não poderia deixar de particularizar algumas pessoas, que pelo seu contributo, se tornaram mais preponderantes:

Ao Professor Doutor José Manuel Pinto Ferreira Lemos, pela forma superior como orientou o trabalho, com entusiasmo, boa disposição e ideias sempre pertinentes, evidenciados pelo apoio incondicional prestado e ainda pela amizade demonstrada;

À Professora Doutora Maria Fernanda Quintela da Silva Proença pela ajuda preponderante na orientação deste trabalho, disponibilidade permanente, espírito crítico, entusiasmo e dedicação demonstrada ao longo de toda a realização este trabalho;

À Secção de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da FEUP pelas excelentes condições de trabalho proporcionadas;

Ao Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente da FEUP, pela disponibilização das instalações e dos recursos técnicos e financeiros indispensáveis à realização deste projecto;

A todos os docentes e funcionários da FEUP que contribuíram com valiosas sugestões e contribuições para este trabalho, nomeadamente à Eng.^a Elsa Maria Silva Carvalho e o Professor Doutor Joaquim Gabriel Magalhães Mendes;

Aos colegas e amigos, pelo apoio incondicional, incentivo e amizade, nomeadamente ao António Picotês, ao Bruno Ribeiro, ao César Ferreira, ao Gil Chamusca, ao Ivo Pereira, ao Pedro Lázaro, ao Pedro Mota, ao Ricardo Freitas e à Tânia Avidago;

À Professora Doutora Ana Maria Quintela da Silva Proença Correia de Queirós pela ajuda na construção do modelo reduzido e ao Sr. Aníbal pelo apoio técnico prestado aquando dos trabalhos laboratoriais;

Por fim, o autor não poderia deixar de agradecer sinceramente à sua família, em particular aos seus avós, pais e irmão, pela vida, amor, carinho, apoio incondicional, alegria, compreensão, incentivo e recordações inesquecíveis.

RESUMO

O presente trabalho centra-se no estudo das características do escoamento de um descarregador não convencional em degraus escavado em rocha sem revestimento, com particular incidência na dissipação de energia.

Para o efeito foi construído um modelo reduzido em laboratório, realizado essencialmente em betão. As paredes laterais e soleiras em degraus possuíam elevada rugosidade por introdução de britas grossas solidarizadas com o betão, permitindo assim, a simulação da escavação em rocha sem revestimento. O canal em degraus foi ligado a um circuito hidráulico fechado de forma a testar experimentalmente as incidências do seu escoamento.

Foram visualizados os regimes de escoamento e através de metodologia adequada, foram medidas as alturas de água do escoamento em cada degrau. A partir das alturas de água foi possível estimar as velocidades e a energia do escoamento em cada degrau, assim como permitiu o estudo da dissipação de energia neste tipo de descarregador.

Por fim, os resultados experimentais foram comparados com resultados teóricos apresentados na revisão bibliográfica realizada neste trabalho, permitindo retirar conclusões.

PALAVRAS-CHAVE: Descarregador em degraus, Modelo Reduzido, Dissipação de energia, Resultados experimentais, Resultados teóricos.

ABSTRACT

This work focuses on the study of the characteristics of the water flow over an unconventional stepped spillway excavated in uncoated rock, with particular focus on the energy dissipation.

For this purpose, a small scale model, carried out mainly in concrete, was constructed in laboratory. The side walls and the stepped sills had high roughness by introducing coarse aggregate dressed in concrete, allowing the simulation of the excavated rock without coating. The stepped chute was connected to a closed hydraulic circuit, in order to test experimentally the incidences of its flow.

It had been visualized the water flow regimes as well as the water flow heights in each step had been measured, through adjusted methodology. With the water heights it was possible to esteem the flow velocities and the energy in each step, as well as allowed the study of energy dissipation in this type of stepped spillway.

Finally, the experimental results had been compared with theoretical results presented in the bibliographical revision carried through in this work, allowing to draw conclusions.

KEYWORDS: Stepped spillway, Small scale model, Energy dissipation, Experimental results, Theoretical results.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA DO ESTUDO	1
1.1. INTRODUÇÃO	1
1.2. QUESTÕES DE HIDRÁULICA	2
1.2.1. CLASSIFICAÇÃO DOS ESCOAMENTOS	2
1.2.2. TIPOS DE CANAIS	3
1.2.3. GEOMETRIA DOS CANAIS	3
1.2.4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS SECÇÕES	3
1.3. APLICAÇÃO DO TEOREMA DE BERNOULLI AOS ESCOAMENTOS EM SUPERFÍCIE LIVRE	4
1.3.1. EXPRESSÃO DO TEOREMA DE BERNOULLI	4
1.3.2. DISTRIBUIÇÕES DE PRESSÕES NA SECÇÃO TRANSVERSAL	5
1.3.3. PERDAS DE ENERGIA. FÓRMULAS DE RESISTÊNCIA	6
1.3.3.1. Fórmula do Tipo Chézy	7
1.3.3.2. Fórmula de Manning-Strickler	7
1.3.4. ENERGIA ESPECÍFICA	7

2. QUESTÕES DE BARRAGENS E DESCARREGADORES DE CHEIAS	9
2.1. INTRODUÇÃO HISTÓRICA	9
2.2. SELECÇÃO DO LOCAL DA BARRAGEM	10
2.3. BARRAGENS NÃO RÍGIDAS	11
2.4. DESCARREGADORES CONVENCIONAIS	12
2.5. DESCARREGADORES NÃO CONVENCIONAIS	15
2.5.1. DESCARREGADORES DE BETÃO ARMADO MOLDADO IN SITU	17
2.5.2. DESCARREGADORES DE GABIÕES COM SOLEIRA EM DEGRAUS	18
2.5.3. DESCARREGADORES DE BLOCOS DE BETÃO PRÉ – FABRICADOS COM SOLEIRA EM DEGRAUS	19
2.5.4. DESCARREGADORES SOBRE TERRA ARMADA	19

3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS DESCARREGADORES EM DEGRAUS	21
3.1.HISTÓRICO	21
3.2. OBJECTIVOS PRINCIPAIS	22
3.3. REGIMES DE ESCOAMENTOS EM DESCARREGADORES EM DEGRAUS	23
3.3.1. ESCOAMENTOS EM QUEDAS SUCESSIVAS	24
3.3.2. ESCOAMENTO DESLIZANTE SOBRE TURBILHÕES	25
3.3.3. LIMITES DE OCORRÊNCIA DOS DIFERENTES TIPOS DE ESCOAMENTOS	27
3.4. POSIÇÃO DO INÍCIO DE AREJAMENTO DO ESCOAMENTO	29
3.5. FACTOR DE RESISTÊNCIA E DISSIPACÃO DE ENERGIA	35
3.5.1. FACTOR DE RESISTÊNCIA	35
3.5.2. DISSIPACÃO DE ENERGIA	37
3.6. EFEITOS DE ESCALA	41
4. INSTALAÇÃO E METODOLOGIA EXPERIMENTAL	43
4.1. INTRODUÇÃO AOS MODELOS FÍSICOS EM HIDRÁULICA	43
4.2. MODELO DE SEMELHANÇA DE FROUDE	43
4.3. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL	44
4.4. EQUIPAMENTO DE MEDIÇÃO E SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	48
4.4.1. MEDIÇÃO DE CAUDAIS	49
4.4.2. MEDIÇÃO DE ALTURAS DE ÁGUA	50
4.4.2.1. Medição de Pressões	50
4.4.2.2. Flutuador/Potenciómetro	53
4.4.3. SISTEMA DE AQUISIÇÃO E TRATAMENTO DE DADOS	57
4.5. CONDIÇÕES DE TESTE	57
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS OBTIDOS	61
5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	61
5.2. CARACTERIZAÇÃO DO ESCOAMENTO. REGIMES DE ESCOAMENTOS PARA OS CAUDAIS TESTADOS	61
5.3. ALTURAS DE ÁGUA DO ESCOAMENTO	66

5.4. VELOCIDADES MÉDIAS DO ESCOAMENTO	70
5.5. DISSIPACÃO DE ENERGIA	72
5.5.1. ENERGIA ESPECÍFICA	72
5.5.2. LINHA DE ENERGIA	76
5.5.3. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA	80
5.5. CONVERSÃO DOS VALORES OBTIDOS EM MODELO REDUZIDO PARA A ESCALA DE PROTÓTIPO	106
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	113
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	113
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	114
BIBLIOGRAFIA	115
ANEXOS	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Características geométricas de um canal de escoamento	4
Fig. 2 – Significado dos termos da equação de Bernoulli.....	5
Fig. 3 – Distribuição de pressões	6
Fig. 4 – Barragem de Owen Falls no Uganda.....	9
Fig. 5 – Barragem de Bratsk na Rússia	10
Fig. 6 – Barragem de Itaipu no Brasil.....	10
Fig. 7 – Exemplo de barragem de aterro	11
Fig. 8 – Exemplo de barragem de enrocamento.....	12
Fig. 9 – Dissipação de energia através de ressalto submerso (roller bucket)	13
Fig. 10 – Dissipação de energia através de salto de esquí	14
Fig. 11 – Dissipação de energia por cruzamento de jactos	14
Fig. 12 – Descarregador cuja dissipação de energia se processa através de degraus	16
Fig. 13 – Descarregador de gabiões com soleira em degraus	18
Fig. 14 – Descarregador em degraus em Arkanian, Grécia	21
Fig. 15 – Descarregador em degraus da Barragem de New Croton nos E.U.A	22
Fig. 16 – À esquerda, pormenor da Barragem de Pindobaçu, construída com tecnologia BCC na Bahia, Brasil e à direita, pormenor de um descarregador em degraus construído em gabiões em Robina, Gold Coast (Austrália)	22
Fig. 17 – Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jacto com formação do ressalto hidráulico na soleira do degrau	24
Fig. 18 – Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jacto sem formação de ressalto hidráulico na soleira do degrau	25
Fig. 19 – Escoamento em quedas sucessivas com impacto parcial do jacto na soleira do degrau.....	25
Fig. 20 – Escoamento com recirculação instável com interferência esteira - degrau.....	26
Fig. 21 – Escoamento com recirculação instável com interferência esteira - esteira	27
Fig. 22 – Escoamento com recirculação estável.....	27
Fig. 23 – Comparação das diferentes soluções para estimar os limites de ocorrência do escoamento (passagem de EQS para TRA)	28
Fig. 24 – Comparação das diferentes soluções para estimar os limites de ocorrência do escoamento (passagem de TRA para EDT).....	29
Fig. 25 – Cavitação no descarregador da Barragem de Karun, Irão	30
Fig. 26 – Processo de arejamento do escoamento em descarregadores em degraus	30

Fig. 27 – Comparação das diferentes soluções para estimar a concentração média de ar no escoamento	32
Fig. 28 – Significado de alguns parâmetros introduzidos neste tópico	33
Fig. 29 – Comparação das diferentes soluções para estimar a posição do ponto de início de arejamento	34
Fig. 30 – Comparação das diferentes soluções para estimar a profundidade do escoamento no ponto de início de arejamento do escoamento	34
Fig. 31 – Comparação das diferentes soluções para o cálculo do factor de resistência	37
Fig. 32 – Determinação da energia residual através da formação de ressalto hidráulico na bacia de dissipação	39
Fig. 33 – Resultados obtidos por André e Ramos (2003)	41
Fig. 34 – Barragem de Opuha, Nova Zelândia	42
Fig. 35 – Barragem de Opuha, Nova Zelândia	42
Fig. 34 – Barragem de Opuha, Nova Zelândia	42
Fig. 35 – Pormenor dos degraus e das paredes laterais do modelo reduzido, evidenciando a enorme rugosidade do canal descarregador	45
Fig. 36 – Pormenor da estrutura de montante do descarregador (esquerda) e da estrutura de recolha de caudais de jusante (direita)	45
Fig. 37 – Sistema de alimentação onde figuram os dois reservatórios e o sistema de circulação de água	47
Fig. 38 – Aspecto do modelo reduzido	47
Fig. 39 – Mais uma perspectiva do modelo reduzido	48
Fig. 40 – Troço convergente do modelo reduzido	48
Fig. 41 – Dispositivo de medição de caudais utilizado	49
Fig. 42 – Reservatório calibrador utilizado	49
Fig. 43 – Transdutor de pressão utilizadp	51
Fig. 44 – Pormenor do carrinho móvel com o tubo do nível de referência	51
Fig. 45 – Célula de carga utilizada na calibração do transdutor de pressão diferencial	52
Fig. 46 – Flutuador em poliestireno	53
Fig. 47 – Pormenor do conjunto descrito, em cima e à esquerda o conjunto completo com pormenor para os adaptadores metálicos ajustáveis, em cima e à direita pormenor do botão de rádio que liga a vareta ao potenciómetro e em baixo o pormenor do potenciómetro e seu cabo de ligação à placa de aquisição de dados	54
Fig. 48 - Significado dos termos que envolvem a calibração do aparelho de medição	55
Fig. 49 – Aparelho de medição em funcionamento	56
Fig. 50 – Placa de aquisição de dados	57

Fig. 51 – À esquerda EDT (caudal 1,92 l/s) e à direita EQS (caudal 0,25 l/s), nos degraus 13 e 14....	62
Fig. 52 – Regimes de escoamentos nos caudais ensaiados.....	63
Fig. 53 – Regimes de escoamentos nos caudais ensaiados.....	63
Fig. 54 – Alturas de obtidas para cada caudal.....	67
Fig. 55 – Saliência exagerada no degrau 14	69
Fig. 56 – Alargamento da secção no final do modelo	70
Fig. 57 – Velocidades médias do escoamento obtidas para cada caudal.....	72
Fig. 58 – Velocidades médias do escoamento obtidas para cada caudal.....	72
Fig. 59 – Esquema das correcções efectuadas à equação de Bernoulli no cálculo das energias específicas em regime deslizante sobre turbilhões	73
Fig. 60 – Energia específica em cada degrau.....	76
Fig. 61 – Energia específica em cada degrau.....	76
Fig. 62 – Linha de energia em cada degrau	79
Fig. 63 – Linha de energia em cada degrau	80

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Razões de escala segundo a lei de Froude.....	44
Quadro 2 – Resumo das características do modelo experimental e do protótipo	46
Quadro 3 – Valores dos caudais no modelo experimental e no protótipo	58
Quadro 4 – Compilação de caudais (l/s e m ³ /s) e caudais específicos (m ³ /s/m) experimentados.....	59
Quadro 5 – Valores de altura crítica	64
Quadro 6 – Valores de hc/hd obtidos para todos os caudais ensaiados.....	65
Quadro 7 – Valores limites para a ocorrência de cada regime de escoamento	66
Quadro 8 – Alturas médias de água obtidas para cada caudal	68
Quadro 9 – Velocidades médias do escoamento obtidas para cada caudal.....	71
Quadro 10 – Energia específica em cada caudal para o EQS	74
Quadro 11 – Energia específica em cada caudal para o EDT.....	75
Quadro 12 – Energia em cada caudal para o EQS.....	77
Quadro 13 – Energia em cada caudal para o EDT	78
Quadro 14 – Dissipação de energia para o caudal 2,32 l/s	81
Quadro 15 – Dissipação de energia para o caudal 2,17 l/s	82
Quadro 16 – Dissipação de energia para o caudal 1,92 l/s	83
Quadro 17 – Dissipação de energia para o caudal 1,69 l/s	84
Quadro 18 – Dissipação de energia para o caudal 1,49 l/s	85
Quadro 19 – Dissipação de energia para o caudal 1,24 l/s	86
Quadro 20 – Dissipação de energia para o caudal 1,05 l/s	87
Quadro 21 – Dissipação de energia para o caudal 0,82 l/s	88
Quadro 22 – Dissipação de energia para o caudal 0,50 l/s	89
Quadro 23 – Dissipação de energia para o caudal 0,25 l/s	90
Quadro 24 – Valores dos factores de resistência segundo Stephenson (1991)	92
Quadro 25 – Valores dos factores de resistência segundo Chanson (1994)	93
Quadro 26 – Resultados experimentais da dissipação de energia para o caudal 0,25 l/s	95
Quadro 27 – Resultados teóricos da dissipação de energia para o caudal 0,25 l/s.....	96
Quadro 28 – Diferença entre resultados experimentais e teóricos para o caudal 0,25 l/s	97
Quadro 29 – Resultados experimentais da dissipação de energia para o caudal 1,24 l/s	98
Quadro 30 – Resultados teóricos da dissipação de energia para o caudal 1,24 l/s (EDT segundo Chanson)	99

Quadro 31 – Resultados teóricos da dissipação de energia para o caudal 1,24 l/s (EDT segundo Stephenson)	100
Quadro 32 – Diferença entre valores experimentais e teóricos para o caudal 1,24 l/s	101
Quadro 33 – Resultados experimentais da dissipação de energia para o caudal 2,32 l/s	102
Quadro 34 – Resultados teóricos da dissipação de energia para o caudal 2,32 l/s (EDT segundo Chanson)	103
Quadro 35 – Resultados teóricos da dissipação de energia para o caudal 2,32 l/s (EDT segundo Stephenson)	104
Quadro 36 – Diferença entre valores experimentais e teóricos para o caudal 2,32 l/s	105
Quadro 37 – Conversão das alturas críticas do escoamento para a escala do protótipo	107
Quadro 38 – Conversão das alturas de água para a escala do protótipo.....	108
Quadro 39 – Conversão das velocidades médias do escoamento para a escala do protótipo	109
Quadro 40 – Conversão das energias específicas para a escala do protótipo.....	110
Quadro 41 – Conversão das energias totais para a escala do protótipo	111

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a - Coeficiente de Coriolis

A - Altura entre a soleira do degrau a ser medido e o centro de rotação do potenciómetro (m)

B - Largura superficial do escoamento (m)

C - Concentração de ar no escoamento

cf - Coeficiente de atrito

Cm - Concentração média de ar no escoamento

D - Comprimento da vareta do dispositivo de medição (m)

D_H - Diâmetro hidráulico (m)

d/2 - Raio do flutuador (m)

Em - Energia de montante (m)

Em_t - Energia de montante calculada por via teórica (m)

Er - Energia residual a jusante (m)

F – Força (N)

f - Factor de resistência

Fr - Número de Froude

Fr* - Número adimensional de Froude rugoso

g - Aceleração da gravidade (m/s²)

h - Altura de água na secção (m)

ha - Espessura da camada limite (m)

hc - Altura crítica do escoamento (m)

hd - Altura do degrau (m)

he - Altura do escoamento equivalente num escoamento bifásico (m)

h_n - Profundidade normal uniforme do escoamento (m)

Hv - Altura da barragem desde a sua crista a um plano de referência, normalmente a sua altura total (m)

h1 - Altura conjugada de montante (m)

h2 - Altura conjugada de jusante (m)

h₉₀ - Altura do escoamento para a qual se verifica uma concentração de ar de 90% (m)

i - Inclinação (°)

k - Altura de rugosidade ($k = h_d \cos \alpha$)

K - Coeficiente de Manning – Strickler

ld - Comprimento do degrau (m)

La - Distância longitudinal desde a crista do descarregador ao ponto de início de arejamento do escoamento (m)

M - Massa (kg)

q - Caudal específico ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

Q - Caudal (m^3/s)

R - Raio hidráulico (m)

r - rugosidade média do degrau (m)

S - Área da secção transversal do escoamento (m^2)

T - Tempo (s)

U - Velocidade média do escoamento (m/s)

V - Volume (m^3)

X - Perímetro molhado (m)

y - Altura de água no escoamento (m)

Y - Desnível entre duas secções cuja dissipação se queira calcular (m)

z - Cota geométrica (m)

α - Declive do descarregador

β - Coeficiente de Jaeger - Manzanares

ΔE - Dissipação de energia (m)

ΔE_m - Dissipação de energia medida experimentalmente (m)

ΔE_t - Dissipação de energia estimada por via teórica segundo proposta de Chanson em EQS (m)

ΔE_{t1} - Dissipação de energia estimada por via teórica segundo proposta de Chanson em EDT (m)

ΔE_{t2} - Dissipação de energia estimada por via teórica segundo proposta de Stephenson em EDT (m)

ΔH - Perda de carga entre dois determinados pontos (m)

Δs - Distância longitudinal desde a crista do descarregador até ao degrau em estudo (m)

δ - Coeficiente de distribuição de pressões

λ - Parâmetro adimensional: razão de escala protótipo/modelo

BCC – Betão compactado por cilindros

EDT – Escoamento deslizando sobre turbilhões

EQS – Escoamento em quedas sucessivas

EUA – Estados unidos da América

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ICOLD – International Commission of Large Dams

RPB – Regulamento de Pequenas Barragens

RSB – Regulamento de Segurança em Barragens

1

MEMÓRIA JUSTIFICATIVA DO ESTUDO

1.1. INTRODUÇÃO

O presente estudo insere-se no âmbito do Projecto de Investigação do 5º ano do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Este trabalho, realizado ao longo de 6 capítulos, constitui a tese de conclusão de curso para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil.

É do conhecimento geral que uma das principais causas da rotura de barragens está ligada ao inadequado comportamento dos respectivos órgãos de segurança, particularmente dos descarregadores de cheias. Tal está associado fundamentalmente, a questões quer de carácter hidrológico (sub-avaliação da cheia de projecto), quer de carácter hidráulico-operacional propriamente dito (deficiente concepção e dimensionamento desses órgãos, alterações das respectivas condições de exploração, deficiente funcionamento dos equipamentos instalados). De facto, e a título de exemplo, inspecções efectuadas na década de 80 nos EUA evidenciaram que mais de 2000 barragens não reuniam condições de segurança e em 81% dos casos as obras de reparação/reabilitação incidiram no aumento da capacidade de vazão dos descarregadores de cheias. O estudo aponta ainda outras causas que podem estar na origem da rotura de barragens, embora em percentagem mais modesta, tais como problemas relacionados com a percolação, erosão interna, agentes químicos e biológicos, funcionamento deficiente dos equipamentos, erosão localizada, comportamento estrutural e material sólido transportado pelo escoamento.

A segurança das barragens constitui uma preocupação permanente para as entidades públicas e privadas, dados os riscos potenciais de rotura ou outro acidente grave, em termos de vidas humanas e de custos económicos. Assim, o artigo 15º do Regulamento de Segurança de Barragens, Decreto-Lei nº 344/2007, especifica que “O projecto deve incluir os critérios e os modelos de dimensionamento dos órgãos de segurança e exploração, nomeadamente os descarregadores de cheias, as descargas de fundo e a central e circuitos hidráulicos, bem como das obras de derivação provisória, designadamente dos pontos de vista de comportamento hidráulico e estrutural.”, e “No dimensionamento dos órgãos de segurança e exploração, serão considerados os seguintes aspectos gerais: a) As cheias de projecto e de verificação, nas fases de construção e de exploração, tomando em conta os danos potenciais induzidos pela barragem, e considerando a eventual existência de barragens a montante e a jusante; b) Os órgãos de segurança e exploração, visando a regulação do nível de água na albufeira, quer em condições normais de exploração quer em situações de emergência; c) O cálculo do tempo necessário para o esvaziamento da albufeira; d) A previsão dos dispositivos necessários para proceder à dissipação de energia dos caudais descarregados e turbinados, sem prejuízo para a barragem e para outras obras que possam ser afectadas; e)

As soluções adoptadas, justificadas por métodos comprovados pela experiência e com recurso, sempre que necessário, à utilização de modelos hidráulicos e estruturais.”

O Regulamento de Segurança de Barragens dispõe, com vista à sua boa execução, a elaboração de normas relativas ao projecto, à construção, à exploração e à observação/inspecção de barragens.

As Normas de Projecto de Barragens dão resposta, na parte que lhes cabe, a esta disposição legal, estabelecendo princípios e critérios gerais de projecto de barragens, numa perspectiva de garantir a segurança das obras com o máximo de economia.

No artigo 49º da Portaria nº 846/93 do texto “Normas de Projecto de Barragens” pode-se verificar que quanto ao descarregador de cheias “ tem por finalidade assegurar a descarga da cheia de projecto, sem auxílio de outros órgãos, para garantir a segurança da barragem de modo a não afectar as populações, as vias de comunicação e outras obras (...), o descarregador é caracterizado essencialmente pelas suas formas, implantação e materiais de que é construído, devendo do seu projecto constar: a) A justificação da solução adoptada, em função do tipo da barragem, das condições hidrológicas, topográficas, geológicas, sismológicas e geotécnicas do local, dos caudais a descarregar e dos condicionamentos impostos a esses caudais e à sua restituição a jusante; b) Os critérios, modelos e métodos de análise que presidiram ao dimensionamento hidráulico do descarregador de cheias, podendo ser tidos em consideração os procedimentos seguintes: dispor de uma reserva adicional do volume da albufeira para encaixar parte da cheia, quando a exploração o permitir; atender aos condicionamentos quanto ao nível máximo permitido na albufeira; ter em conta o risco de sucessão de cheias em intervalos pequenos; prever a existência de descarregador fusível, sempre que as condições topográficas e geotécnicas o permitirem, sobretudo quando a hidrologia for mal conhecida; c) Os critérios, modelos e métodos de análise que presidiram ao dimensionamento estrutural dos vários elementos do descarregador de cheias, devendo ser indicados os cenários correntes e de ruptura e as situações consideradas no dimensionamento; d) A demonstração de que não se produzirão, em caso algum, erosões, deteriorações dos revestimentos e vibrações que ponham em perigo a estabilidade da obra; e) A descrição dos órgãos de obturação e regulação e justificação das soluções adoptadas; f) As soluções para obturações de emergência, reparações, manutenção e inspecções de rotina.”

É numa perspectiva de encontrar uma boa solução, segura e economicamente viável, que o autor apresenta o estudo de descarregadores não convencionais em degraus, com particular incidência em testes laboratoriais de um descarregador escavado em rocha, em degraus e sem revestimento em modelo reduzido.

1.2. QUESTÕES DE HIDRÁULICA

1.2.1. CLASSIFICAÇÃO DOS ESCOAMENTOS

Uma das importantes subdivisões dos escoamentos interiores são os escoamentos com superfície livre, os quais se caracterizam por uma corrente líquida confinada por paredes sólidas, sendo que a superfície livre contacta com o meio exterior gasoso.

A variação do escoamento ao longo do tempo determina que este seja um escoamento não permanente, ao invés, se o escoamento for independente do tempo este denomina-se por escoamento permanente. Os escoamentos permanentes podem dividir-se em escoamentos permanentes variados ou uniformes, conforme se verifique a variação ou não da velocidade média dos mesmos, respectivamente.

Quando a secção do escoamento e o caudal forem constantes, com a superfície do escoamento paralela ao talvegue, reúnem-se as condições para o estabelecimento do regime uniforme, que por sua vez só

pode ser estabelecido em canais prismáticos ou cilíndricos de secção constante e talvegue rectilíneo com características invariáveis, em particular a rugosidade ao longo da geratriz. O canal deve ser inclinado no sentido do escoamento devido ao paralelismo entre talvegue, superfície livre (coincidente com a linha piezométrica) e a linha de energia. No que diz respeito ao regime permanente variado, apenas há duas realizações práticas para o seu estabelecimento: o caudal manter-se constante enquanto se dá a variação de secção ou, por outro lado, tanto o caudal como a secção variarem.

Nos escoamentos permanentes variados distinguem-se os gradualmente variados e os rapidamente variados.

O regime permanente gradualmente variado apresenta filetes aproximadamente rectilíneos com velocidades normais às secções rectas do escoamento, as quais se podem considerar com uma distribuição de pressões do tipo hidrostático. O tipo de regime referido, normalmente verifica-se em grandes extensões de canal e é designado por regolho, sendo a sua superfície livre designada por curva de regolho.

No que diz respeito ao regime permanente rapidamente variado, importa referir que a distribuição de pressões na secção transversal do escoamento não é do tipo hidrostático, uma vez que os filetes líquidos apresentam uma curvatura importante, ocorrendo frequentemente em canais de curta extensão.

1.2.2. TIPOS DE CANAIS

Os canais podem dividir-se em dois grupos quanto à origem: canais naturais, que incluem todos os cursos de água naturais, como torrentes, rios e ribeiros e canais artificiais que são os que resultam da actividade do Homem.

1.2.3. GEOMETRIA DOS CANAIS

A geometria dos canais naturais é extremamente irregular e pode assumir variadíssimas formas. Assim, podem ser encontradas secções aproximadamente parabólicas até formas quase trapezoidais. Em leitos de cheia podem mesmo considerar-se uma ou mais secções laterais para além da principal.

No que concerne aos canais artificiais, são projectadas secções de forma geométrica regular, normalmente em forma de trapézio, rectângulo ou triângulo (valetas). Secções do tipo circular reservam-se normalmente para colectores.

1.2.4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS SECÇÕES

A geometria da secção do canal e a profundidade do escoamento definem completamente as propriedades deste, ao mesmo tempo que conferem as suas características.

A figura 1 evidencia uma série de características geométricas da secção de um canal, as quais serão definidas nos parágrafos seguintes.

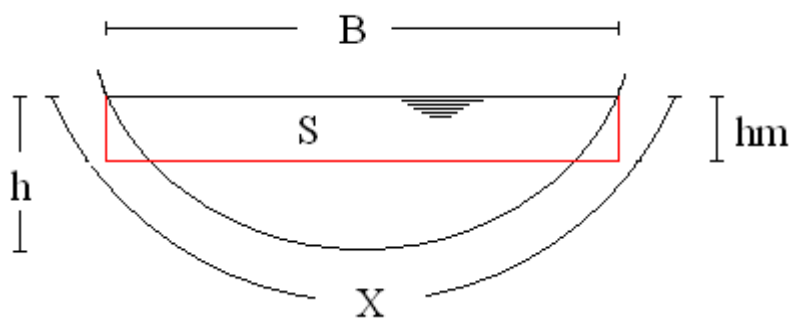


Figura 1 – Características geométricas de um canal de escoamento

O conceito de profundidade/altura de água na secção, h , define-se como a distância que separa o talvegue da superfície livre, medida segundo a linha normal à linha de maior declive. Para um canal com uma inclinação correspondente a um ângulo α , a profundidade na secção em regime uniforme é igual à profundidade no canal multiplicada pelo co-seno do ângulo que o talvegue forma com a horizontal.

A grandeza representada por B denomina-se largura superficial do escoamento.

A área da secção transversal do escoamento, S , é a área da secção normal aos filetes líquidos.

O perímetro molhado, X , é o comprimento da curva de intersecção da secção do escoamento com a superfície de contacto entre as paredes sólidas e o líquido, ou seja, o desenvolvimento da curva segundo a qual o líquido contacta com as paredes sólidas na secção.

O raio hidráulico, R , é o quociente entre a área da secção transversal e o perímetro molhado.

$$R = \frac{S}{X} \quad (1)$$

A profundidade média ou profundidade hidráulica, h_m , representa o quociente entre a área da secção transversal e a largura superficial, ou seja, refere a altura de um rectângulo cuja base é igual a B e a área é igual a S .

$$h_m = \frac{S}{B} \quad (2)$$

1.3. APLICAÇÃO DO TEOREMA DE BERNOULLI AOS ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE

1.3.1. EXPRESSÃO DO TEOREMA DE BERNOULLI

A aplicação do teorema de Bernoulli aos escoamentos com superfície livre traduz-se na aplicação de uma expressão geral com a forma:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(z + \delta y + \frac{aU^2}{2g} \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial t} (a'U) + \frac{\partial H}{\partial s} \quad (3)$$

As suas condições de validade são:

- A equação é aplicada a secções normais às velocidades das partículas, em cada ponto;
- Em todos os pontos da secção, os planos osculadores das trajectórias são verticais;

- As trajectórias com plano osculador comum têm as normais principais coincidentes.

O coeficiente de distribuição de pressões, δ , por sua vez, é obtido através de uma relação com o coeficiente de Jaeger-Manzanares, β :

$$\delta = \beta \times \cos \alpha \quad (4)$$

A expressão do Teorema de Bernoulli para escoamentos com superfície livre pode ser tomada de outra forma no caso de a distribuição de pressões na secção transversal ser do tipo hidrostático.

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(z + y \cos \alpha + \frac{aU^2}{2g} \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial t} (a'U) + \frac{\partial H}{\partial s} \quad (5)$$

Neste caso específico o coeficiente β é unitário e a cota piezométrica coincide com a cota da superfície livre como nos mostra a figura 2.

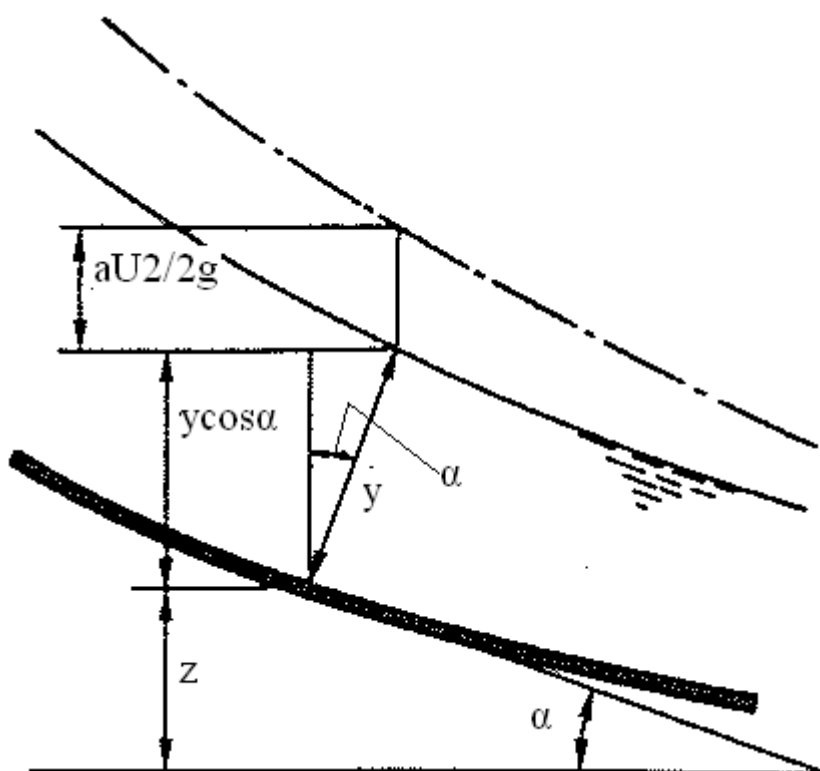


Figura 2 – Significado dos termos da Equação de Bernoulli.

1.3.2. DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES NA SECÇÃO TRANSVERSAL

O valor da pressão em cada ponto da secção de escoamento é medida através da altura da coluna de água num tubo piézométrico instalado nesse ponto perpendicularmente aos filetes. Se os filetes forem rectilíneos e paralelos e desta forma não tiverem componente da aceleração no plano da secção, a coluna de água deve subir desde o ponto de medida até à superfície livre. Desta análise concluímos que a pressão é directamente proporcional á profundidade atingida pela coluna de água no interior do tubo. No caso de uma distribuição hidrostática das pressões o coeficiente β é unitário e a no teorema de Bernoulli a altura piezométrica corresponde à profundidade da água multiplicada pelo $\cos \alpha$. Importa referir que no caso dos escoamentos gradualmente variados em que os filetes apresentam

alguma curvatura estas mesmas considerações mencionadas anteriormente poderão ser consideradas válidas.

Pode dar-se o caso de a distribuição de pressões não ser do tipo hidrostático, facto que nos remete para um escoamento não rectilíneo, com curvatura e assim, com uma considerável componente da aceleração da direcção normal ao movimento. No caso de um escoamento côncavo a acção da gravidade é reforçada logo aumenta as pressões e desta forma o coeficiente β é superior à unidade caso semelhante ao que acontece numa comporta de barragem. No caso de um escoamento situado na crista de um descarregador teremos um escoamento convexo e o coeficiente β será inferior à unidade. A figura 3 traduz todas estas considerações mencionadas anteriormente.

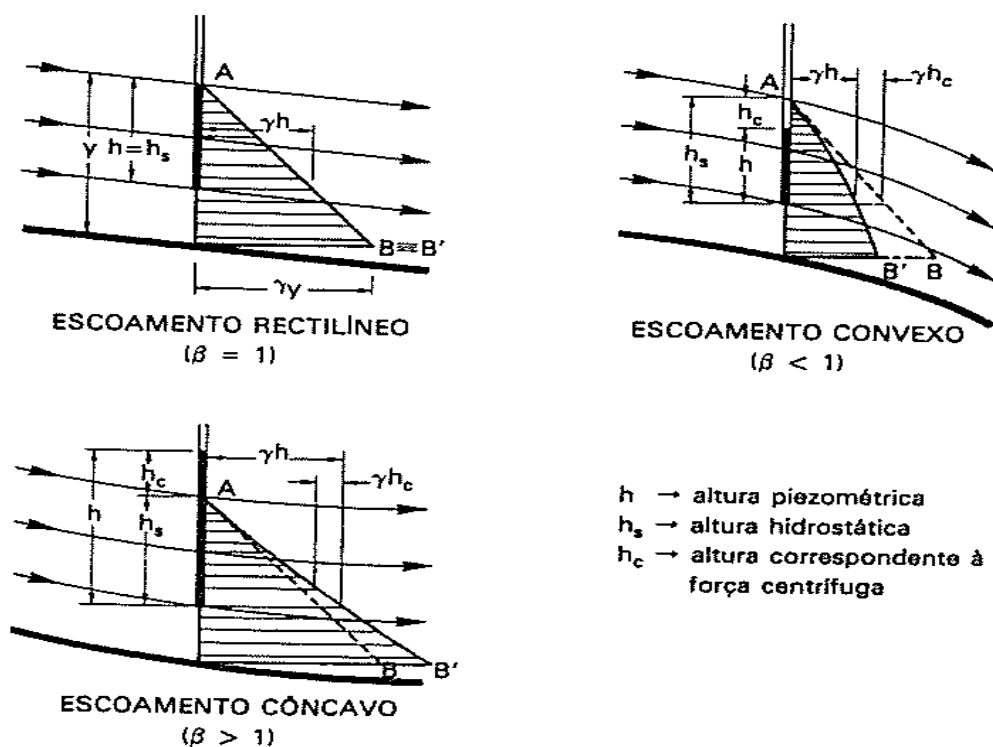


Figura 3 – Distribuição de pressões.

1.3.3. PERDAS DE ENERGIA. FÓRMULAS DE RESISTÊNCIA

A utilização prática da equação de Bernoulli pressupõe o conhecimento das perdas de energia, as quais se relacionam com as outras características do escoamento em regime uniforme pelas fórmulas de resistência.

A expressão geral das fórmulas de resistência é:

$$\frac{\Delta H}{L} = \frac{\lambda}{4R} \times \frac{U^2}{2g} \quad (6)$$

, onde L representa a distância entre as secções cuja perda de energia se pretende estudar, R representa o raio hidráulico, U a velocidade média do escoamento e λ o coeficiente de resistência, que depende dos números de Reynolds e de Froude e dos parâmetros de rugosidade.

No que diz respeito ao escoamento em regime turbulento, as fórmulas de resistência mais utilizadas são a fórmula de Chézy e a fórmula de Manning-Strickler, ainda que outras abordagens possam desencadear resultados satisfatórios mediante condições específicas.

1.3.3.1. Fórmula do tipo Chézy

A fórmula de Chézy pode ser escrita da seguinte forma:

$$U = C\sqrt{Ri} \quad (7)$$

, com o coeficiente C a poder ser calculado por expressões antigas como a fórmula de Bazin, Kutter, Ganguillet – Kutter ou com recurso a fórmulas modernas tais como Thijsse, Powell, Crump, Chen Che-Pen.

1.3.3.2. Fórmula de Manning-Strickler

A fórmula de Manning-Strickler é traduzida por:

$$U = KR^{2/3}J^{1/2} \quad (8)$$

,ou em canais de pequena inclinação:

$$U = KR^{2/3}i^{1/2} \quad (9)$$

A grande vantagem desta fórmula em relação à de Chézy reside no facto do coeficiente K ser exclusivamente função da natureza das paredes e de ter os mesmos valores, quer se trate de escoamentos sob pressão, quer de escoamentos com superfície livre.

1.3.4. ENERGIA ESPECÍFICA

A designação de energia específica é atribuída à energia do escoamento por unidade de peso líquido. A expressão geral deriva do teorema de Bernoulli, e para distribuições não hidrostáticas de pressões, obtém-se subtraindo à energia total por unidade de peso a energia potencial de posição correspondente à cota do talvegue. Assim:

$$E = \beta y \cos \alpha + \frac{aU^2}{2g} \quad (10)$$

No caso de pressões do tipo hidrostático teríamos:

$$E = y \cos \alpha + \frac{aU^2}{2g} \quad (11)$$

2

QUESTÕES DE BARRAGENS E DESCARREGADORES DE CHEIAS

2.1. INTRODUÇÃO HISTÓRICA

A maior parte dos rios no mundo não têm caudal suficiente para satisfazer as necessidades de água, especialmente durante as estiagens. Desde tempos remotos que houve necessidade de armazenar as águas das chuvas de modo a poder utilizá-las durante a época seca. A primeira barragem de que há memória situa-se no rio Tigre. Quando os ingleses ocuparam a Índia encontraram, só no estado de Madrastra, milhares de barragens de pequeno porte, todas destinadas à irrigação, uma delas, em Ponniary, irrigava 20.000ha. Na ilha de Ceilão, quando os portugueses aí desembarcaram, encontraram mais de 700 barragens. Os árabes construíram centenas de barragens para rega na Península Ibérica, embora actualmente se encontrem totalmente assoreadas. Também os romanos deixaram numerosas barragens na Península Ibérica, nomeadamente em Portugal, onde a título de exemplo se destacam a de Monte Novo ($H = 5,7\text{m}$; $L = 52\text{m}$), Almarjão ($H = 5,2\text{m}$; $L = 55\text{m}$), Campo Maior ($H = 4,6\text{m}$; $L = 50\text{m}$) e Pisões ($H = 3,0\text{m}$; $L = 130$). Ainda em actividade, desde o início do século, construíram-se milhares de barragens, a maioria destinada ao aproveitamento hidroeléctrico. As maiores do mundo, em volume de armazenamento, são: Owen Falls (Uganda, figura 4), Bratsk (Rússia, figura 5), Kariba (Zimbabwe), Sadd-el-ali (Egipto), Akosombo (Guiana). A maior em geração de energia, é Itaipu (Brasil, figura 6) com 12.000 MW. Em Portugal a maior barragem é a de Castelo de Bode com 115m de altura, comprimento de 295,00 m e volume armazenado de $0,8 * 10^9 \text{ m}^3$.



Figura 4 – Barragem de Owen Falls no Uganda.

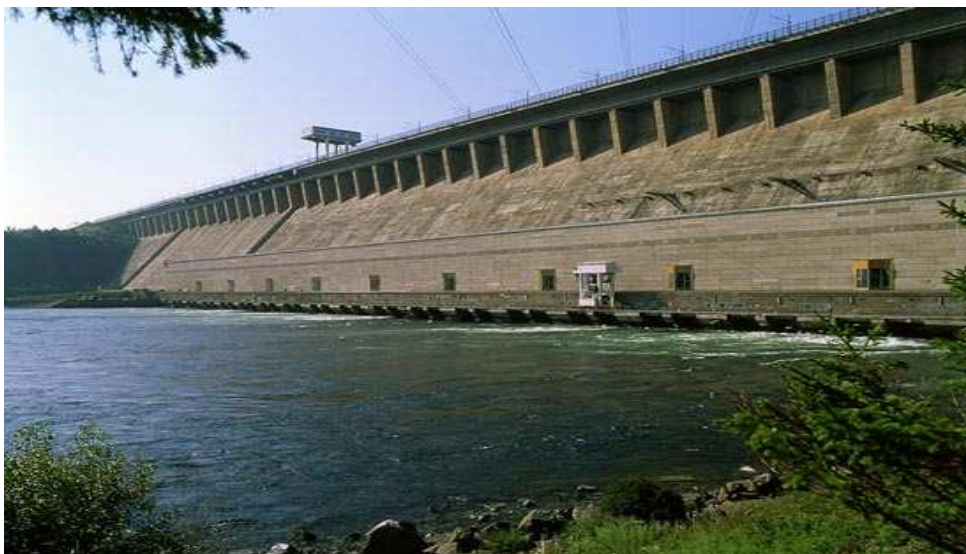


Figura 5 – Barragem de Bratsk na Rússia.



Figura 6 - Barragem de Itaipu no Brasil.

2.2. SELECÇÃO DO LOCAL DA BARRAGEM

A escolha do local da barragem obedece a vários factores tais como a topografia. A barragem deverá ter o menor volume possível em corpo e acumular o maior volume possível em água, tornando-se por isso importante, a escolha acertada do local onde esta se localizará.

Para se determinar o volume de acumulação terá que se fazer um levantamento topográfico. Para pequenas barragens (áreas inundadas até 500ha) pode fazer-se um levantamento topográfico clássico nas escalas 1/2000 a 1/10.000 com curvas de nível de 1 em 1m ou de 5 em 5m.

Outra condicionante na escolha do local da barragem é o terreno de fundação. Quando o talvegue é um trecho de montanha em forma de V é normal encontrar-se rocha na fundação. Neste caso a barragem aconselhável será de betão.

Quando o eixo se localiza em planície, em vale muito aberto e de encostas pouco íngremes é pouco provável que haja ocorrência de rocha e a barragem aconselhável será uma barragem de aterro. Logo que o levantamento topográfico esteja concluído dever-se-á começar com as prospecções geológicas e geotécnicas que compreendem abertura de poços de inspecção, sondagens a trado, sondagens à percussão (em solo) e sondagens à rotação (em rochas), além de ensaios mais sofisticados.

A Hidrologia é outro factor fundamental no projecto de uma barragem. É essencial que a bacia hidrográfica tenha capacidade para alimentar a bacia hidráulica, caso contrário a barragem ficará super-dimensionada com custos sem retorno. Deve-se evitar o sub-dimensionamento da barragem, pois obriga que esta encha numa fracção do ano hidrológico, o que significa que a bacia não foi suficientemente aproveitada. Neste caso haverá um funcionamento frequente do descarregador de cheias com todos os inconvenientes da abrasão da estrutura.

Outro aspecto fundamental é o transporte de sedimentos. Com efeito, uma bacia hidrográfica, de material muito friável, sujeita a grandes erosões, transporta grande quantidade de sedimentos que podem comprometer a vida útil da barragem. Existem casos relatados de barragens completamente assoreadas antes de 20 anos de exploração.

2.3. BARRAGENS NÃO RÍGIDAS

Dentro das barragens não rígidas incluem-se as barragens de aterro (figura 7) e as barragens de enrocamento (figura 8).



Figura 7 – Exemplo de barragem de aterro.

Da necessidade de abastecimento de água às populações surge um pico de construção de barragens, esgotando rapidamente os bons locais para a construção das mesmas, facto que precipitou o aparecimento de barragens não rígidas em larga escala.

Uma barragem de aterro não precisa necessariamente de um bom terreno de fundação nem bons materiais de aterro. Ela molda-se a quase todo o tipo de fundações e, com modernas técnicas de mecânica dos solos e terraplanagens, aceita uma enorme variedade de solos. Os locais para barragens de terra localizam-se, regra geral, em vales de transição entre a montanha e planície. Existem barragens com mais de 3km de extensão e há barragens de aterro com mais de 200m de altura. O facto

de se poderem adaptar a uma grande variedade de fundações torna este tipo de construção bastante atractiva.



Figura 8 – Exemplo de uma barragem de enrocamento.

As barragens de aterro são relativamente baratas e não exigem pessoal muito especializado. A construção costuma absorver a mão-de-obra local. É um dos recursos que os governos lançam mão quando uma região é afectada por secas e há necessidade de ocupar milhares de pessoas que normalmente trabalham na agricultura.

Há três tipos principais de barragens de aterro de acordo com os solos utilizados de construção.

- Barragem de aterro homogéneo;
- Barragem zonada;
- Barragem com núcleo.

2.4. DESCARREGADORES CONVENCIONAIS

A principal finalidade dos descarregadores consiste em dar passagem adequada ao excesso de água afluída às albufeiras. Para tal os descarregadores deverão garantir que não sejam ultrapassadas determinadas cotas fixadas de acordo com as normas de segurança prescritas para as barragens. Se o descarregador não cumprir tal função, a barragem poderá ser galgada e a sua estabilidade comprometida, provocando no limite, o seu colapso.

Mesmo que não produza o galgamento da barragem, uma subida exagerada dos níveis da água poderá causar inundações a montante. A passagem de caudais superiores ao máximo previsto através do descarregador poderá causar a jusante prejuízos importantes, designadamente erosões localizadas e inundações mais graves. Por excesso de caudal, não são de excluir danos na própria estrutura do descarregador, como sejam os resultantes do galgamento das paredes do canal, da entrada em carga de um túnel que deveria funcionar com superfície livre ou mesmo a separação do escoamento.

Por outro lado os descarregadores sobredimensionados são, como é evidente, anti-económicos.

É portanto fundamental, que as estruturas do descarregador tenham capacidade de vazão suficiente para deixar passar as cheias afluentes, eventualmente modificadas pelo efeito regularizador das albufeiras, sem exceder determinados níveis máximos permissíveis e sem por em risco a sua própria estrutura ou outras estruturas do aproveitamento em que se integra.

Os descarregadores são órgãos importantes para a segurança das albufeiras e o seu dimensionamento requer imaginação e experiência do projectista para ponderar a influência dos vários factores ligados à concepção de tais estruturas hidráulicas. A escolha da solução que levará à adopção de um tipo de descarregador a implantar em sítio adequado implica, em geral, um estudo aprofundado das características geotécnicas do local.

Estes dados de campo assumem importância considerável no dimensionamento hidráulico, sobretudo quando se pretende definir a forma de restituição dos caudais descarregados, a geometria dos túneis ou a secção transversal dos canais. A título de exemplo, um salto de ski exige um maciço rochoso de melhores características do que uma dissipação por ressalto.

Portanto, é sempre necessário assegurar a colaboração de um especialista em geotecnia que estudará as características de resistência dos maciços de fundação, que frequentemente determinam o tipo de estrutura a construir e o grau de protecção necessário para uma adequada restituição das águas ao seu curso natural.

Ao longo dos anos não se pode dizer que a concepção dos órgãos de segurança das barragens, tais como os descarregadores de cheia, tenha sido abordada de forma semelhante. Com efeito, os descarregadores de cheia podem assumir vários tipos.

Os primeiros descarregadores convencionais foram os descarregadores de superfície e eram constituídos por uma soleira no topo da barragem seguidos de um canal (ou túnel), terminando num dispositivo de dissipação de energia. O dispositivo de dissipação de energia podia assumir variadas formas, sendo as mais comuns, o ressalto hidráulico ou roller bucket também conhecido por trampolim submerso (figura 9).



Figura 9 – Dissipação de energia através de ressalto submerso (roller bucket).

Numa primeira evolução, e sempre que as condições de dissipação o permitissem, começou-se a optar por realizar a dissipação de energia através de um trampolim livre, não submerso, normalmente denominado salto de esqui (figura 10), cuja dissipação de energia é realizada fundamentalmente através da erosão do leito do curso de água a jusante do descarregador.



Figura 10 – Dissipação de energia através de salto de esquí.

Uma segunda evolução pode ser considerado o aparecimento de descarregadores de superfície em queda livre, cuja bacia de recepção é, geralmente, revestida em betão. Estes descarregadores podem por vezes estar munidos de dispersores de jacto ou pequenos trampolins.

Utilizados em barragens de aterro, temos ainda os descarregadores em poço, finalizando com bacia de dissipação ou mesmo em salto de esquí. O túnel que se segue após o poço propriamente dito, e que conduz a coluna de água descarregada, liga-se à descarga de fundo.

Mais tarde deu-se o aparecimento de descarregadores de fundo e meio fundo. Com efeito, o aparecimento de novos objectivos impostos aos descarregadores de cheia tais como o controle do primeiro enchimento, a necessidade de esvaziamento rápido ou mesmo a eliminação de transporte sólido levou à necessidade de optar por outras soluções. Desta forma, o descarregador de cheias foi perdendo o papel principal em detrimento de uma maior importância atribuída às descargas de fundo.

Importa referir que os descarregadores de fundo e de meio fundo são menos seguros que os descarregadores de superfície. No que concerne à dissipação de energia os problemas colocados são idênticos nos dois tipos de descarregadores.

Por fim, temos os descarregadores de cheia que dissipam energia por cruzamento de jactos (figura 11). O choque dos jactos cruzados introduziu uma inovação em relação aos anteriores porque estes se realizam no ar e não na bacia de dissipação.



Figura 11 – Dissipação de energia por cruzamento de jactos.

As grandes vantagens deste sistema residem na eliminação de soleiras extensas, a eliminação da bacia de dissipação, menor erosão do leito na zona de impacto, visto que a dissipação de energia se efectuar no ar.

2.5. DESCARREGADORES NÃO CONVENCIONAIS

O estudo de descarregadores de cheias não convencionais sobre barragens de aterro tem-se intensificado nas últimas três décadas. A procura de novas soluções para a construção deste tipo de descarregadores tem sido desenvolvida com o objectivo de reduzir o custo do descarregador, que pode chegar a atingir cerca de 40% do custo global da barragem. Estudos efectuados previamente ao presente trabalho, permitiu concluir que os descarregadores não convencionais analisados poderão constituir, na generalidade dos casos, uma alternativa de custo significativamente inferior à dos descarregadores habitualmente projectados.

Do ponto de vista hidráulico, para atingir o objectivo de redução de custos, existe vantagem em promover a dissipação de parte significativa da energia do escoamento ao longo do canal do descarregador. Assim, o ICOLD (1994) preconiza o estudo dos descarregadores não convencionais segundo duas linhas:

- Utilização de túneis ou canais com soleira não revestida, apresentando rugosidade elevada;
- Construção de descarregadores com soleira em degraus (figura 12).

A adopção de descarregadores não revestidos está essencialmente condicionada pela qualidade da rocha de fundação, pela frequência de funcionamento do descarregador com caudais elevados e do caudal específico de dimensionamento.

No que se refere à localização do descarregador, estudos sobre descarregadores não convencionais têm incidido, em grande parte, sobre a possibilidade de construir este órgão sobre o corpo de barragens de aterro. Neste caso, o comprimento da obra é, em geral, substancialmente reduzido em relação à solução de construir um canal numa das vertentes, em particular no caso de barragens construídas em vales abertos.

A construção de descarregadores sobre o corpo de barragens de aterro não é uma solução convencional, ou classicamente adoptada, face aos problemas particulares que este tipo de obra acarreta. Devido à inexistência de soluções adequadas para estes problemas a construção de descarregadores sobre o corpo de barragens de aterro, que, frequentemente, poderia conduzir a soluções mais económicas, não é habitualmente considerada. Assim, os descarregadores das barragens de aterro são, na sua maioria, convencionalmente constituídos por canais laterais de betão a céu aberto, implantados numa das vertentes, ou por descarregadores em poço seguido de galeria praticamente na horizontal, implantada sob a barragem ou ainda, menos frequentemente, por túneis escavados nas encostas.

Os problemas particulares da construção de descarregadores sobre o corpo de barragens de aterro são devidos à:

- As barragens de aterro estão sujeitas a assentamentos diferenciais ao longo da sua vida, o que pode provocar uma alteração significativa das condições de fundação ao longo do descarregador e a consequente instabilização das estruturas que o constituem;
- A fraca resistência dos aterros, em particular a cargas concentradas, desaconselha a instalação de comportas para controlar a entrada do escoamento no descarregador, quando este se situa sobre o aterro;

- Os aterros, em particular os de solos, são bastante susceptíveis à erosão superficial provocada pelo escoamento sobre o aterro;
- O escoamento por percolação através do aterro da barragem é devido, quer a fugas através das juntas de estanquidade, quer a fugas através do núcleo da barragem, provocando subpressões significativas na base de descarregadores impermeáveis assentes sobre o aterro.

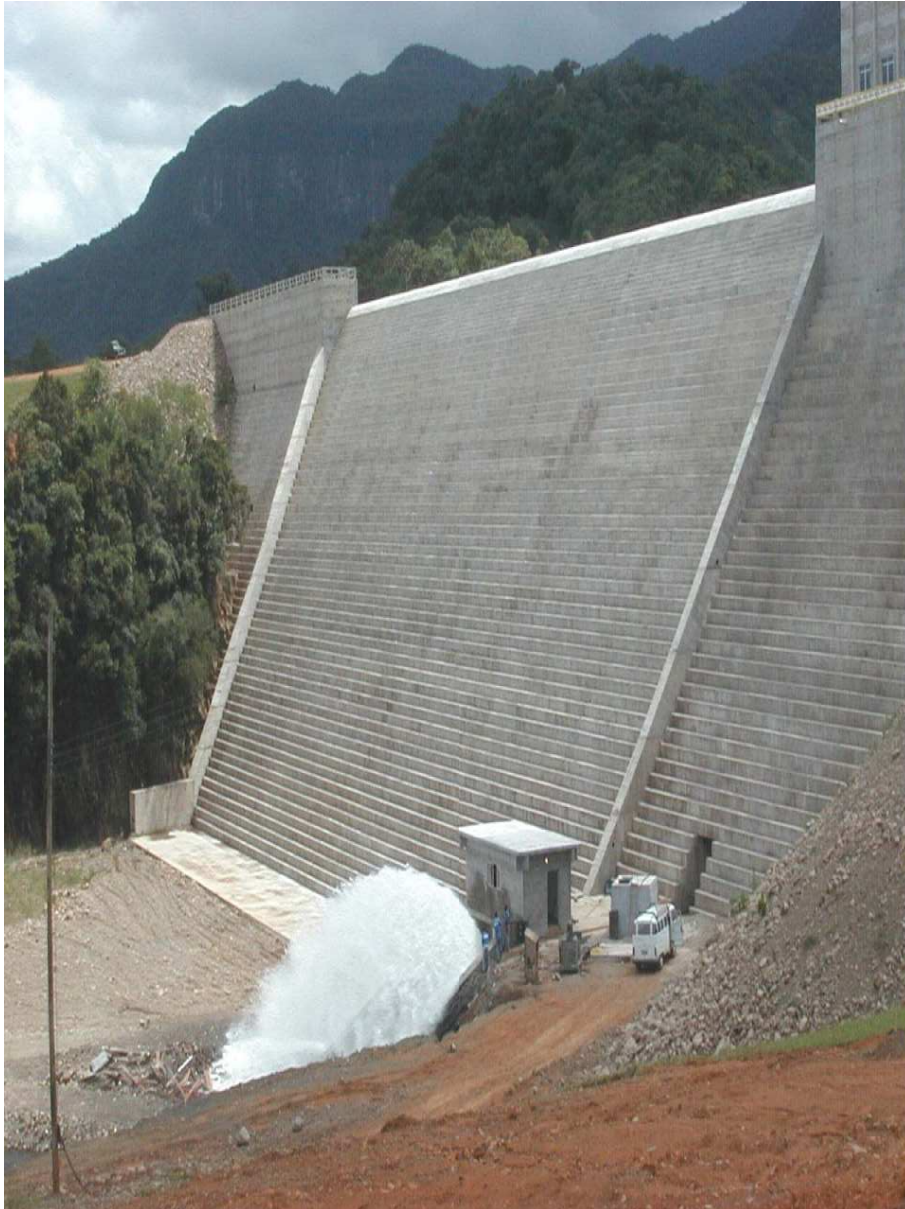


Figura 12 – Descarregador cuja dissipação de energia se processa através de degraus.

A procura de soluções eficazes para ultrapassar estes problemas constitui o aspecto fulcral dos estudos referentes a descarregadores localizados sobre o corpo de barragens de aterro.

Em Portugal, o Regulamento de Pequenas Barragens (RPB) não admite a construção de descarregadores sobre o corpo de barragens de aterro. No ponto 4 do artigo 10º, é referido que: “O descarregador não pode ficar fundado no corpo de barragens de aterro;”.

A restrição imposta pelo RPB pretenderá evitar os problemas associados à construção sobre uma fundação com grande deformabilidade e erodível, tal como o é uma barragem de aterro. De facto, os descarregadores não convencionais construídos sobre barragens de aterro devem apresentar na sua concepção soluções técnicas que permitam obviar aos problemas específicos referidos, que, por enquanto, não estão suficientemente estudadas e comprovadas, de modo a poderem ser admissíveis por um regulamento que é utilizado por grande número de técnicos, de qualificação variável, e aplicável a obras construídas, frequentemente, por empresas de reduzida dimensão, com recurso a fiscalizações incipientes.

Destacam-se 4 tipos de descarregadores não convencionais:

- Descarregadores de betão armado moldado *in situ*;
- Descarregadores de gabiões com soleira em degraus;
- Descarregadores de blocos de betão prefabricados com soleira em degrau;
- Descarregadores sobre terra armada.

2.5.1. DESCARREGADORES DE BETÃO ARMADO MOLDADO *IN SITU*

Tal como a generalidade dos descarregadores em canal implantado numa das encostas, os descarregadores em canal de betão armado sobre o corpo de barragens de aterro são constituídos pelas seguintes estruturas principais:

- Soleira descarregadora;
- Canal;
- Estrutura de dissipação de energia.

A soleira descarregadora e o canal são construídos em betão armado, normalmente executado *in situ*. A estrutura de dissipação de energia é, habitualmente, constituída por uma bacia de dissipação de energia por ressalto. Em alternativa à bacia de dissipação de energia, sempre que as características do leito o permitam, o canal pode ser dotado de um trampolim de saída, sendo a dissipação de energia efectuada no leito.

Com o objectivo de impedir o escoamento de percolação ao longo da superfície de contacto entre o aterro e a soleira de betão do descarregador, deverá ser prevista a construção de um corta-águas. No caso de barragens de perfil homogéneo, a soleira do descarregador deverá estar em contacto com o dreno principal da barragem, de forma a encaminhar para esse dreno eventuais escoamentos de percolação na fundação da soleira. Deverão ser tomadas também precauções especiais para evitar a percolação entre os muros laterais da soleira e o aterro.

O canal deverá ser constituído por elementos de betão armado sucessivamente apoiados nos elementos imediatamente a jusante, de forma a assegurar a continuidade do escoamento na eventualidade de ocorrerem assentamentos diferenciais.

Para evitar a percolação através das juntas entre os elementos de betão, são colocadas membranas de estanquidade instaladas transversalmente a cada junta. Os apoios devem assegurar uma boa articulação entre as lajes de forma a permitir uma resposta adequada a assentamentos do aterro, limitando a abertura da junta no caso de a laje de montante sofrer um assentamento em relação à laje de jusante que provoque uma rotação em torno do apoio.

Para reduzir os movimentos relativos das lajes, são colocados varões de aço transversais às juntas entre lajes consecutivas de forma a solidarizar os movimentos entre esses elementos.

A colocação dos varões permite aumentar a resistência a esforços transversais e de tracção que incidam sobre a zona da junta.

Ao longo da fundação do canal, deverá ser instalado um sistema de drenagem eficaz, que permita assegurar o escoamento dos caudais previstos e, assim, a integridade da obra.

2.5.2. DESCARREGADORES DE GABIÕES COM SOLEIRA EM DEGRAUS

Os descarregadores de gabiões com soleira em degraus (figura 13) são constituídos pelas seguintes estruturas principais:

- Soleira descarregadora;
- Canal com soleira em degraus;
- Estrutura de dissipação de energia.

Para descarregadores sobre o corpo de barragens de aterro, a soleira ou crista descarregadora é normalmente constituída por uma estrutura de betão construída *in situ*.

A soleira do descarregador deverá ser dimensionada de forma a assegurar que o escoamento passe em regime crítico sobre o primeiro degrau do descarregador, controlando assim, o escoamento à entrada do canal.

A soleira do canal é constituída por uma sucessão de pequenas quedas definidas pela disposição dos gabiões em degraus. A relação entre a altura e o comprimento dos degraus é, em geral, igual ao declive do paramento de jusante da barragem.

A construção de descarregadores em degraus permite dissipar parte significativa da queda bruta ao longo do canal em degraus, o que permite reduzir a dimensão da bacia de dissipação.

A utilização de gabiões na construção de descarregadores de degraus permite aumentar a dissipação de energia devido à maior rugosidade da superfície dos degraus e, fundamentalmente, à infiltração do escoamento através dos vazios existentes entre os blocos de enrocamento que constituem os gabiões. O escoamento que aí se estabelece intersecta o escoamento sobre os gabiões dando origem a dissipação de energia adicional.

A utilização de gabiões em descarregadores deverá ser limitada a escoamentos com velocidade média inferior a 4 m/s. Para valores superiores, os gabiões correm o risco de se tornarem estruturalmente instáveis devido a fenómenos de erosão e fadiga.

A construção de descarregadores de gabiões com soleira em degraus encontra-se bastante divulgada, em particular em açudes galgáveis construídos para correcção torrencial de linhas de água.



Figura 13 – Descarregador de gabiões com soleira em degraus.

2.5.3. DESCARREGADORES DE BLOCOS DE BETÃO PRÉ-FABRICADOS COM SOLEIRA EM DEGRAUS

Os descarregadores de blocos de betão pré-fabricados com soleira em degraus são constituídos pelas seguintes estruturas principais:

- Soleira descarregadora;
- Canal com soleira em degraus;
- Estrutura de dissipação de energia.

A soleira descarregadora é normalmente constituída por uma estrutura de betão construída *in situ*.

O canal desenvolve-se sobre o corpo da barragem e é constituído por filas sucessivas de blocos prefabricados de betão. Na ex-USSR foram efectuadas várias experiências em protótipo com diferentes configurações de blocos. Os estudos desenvolvidos permitiram concluir que os blocos em forma de cunha apresentam melhor comportamento, aumentando a estabilidade do descarregador.

Na base dos blocos é colocada uma camada de brita (camada de drenagem) que funciona como dreno, desempenhando papel predominante na estabilidade do canal. Entre o aterro da barragem e a camada de drenagem é colocado um filtro geotêxtil para evitar a erosão do corpo da barragem através da perda dos elementos finos.

As dimensões dos blocos são definidas em função do caudal específico de dimensionamento e do declive do canal.

A disposição dos blocos em degraus permite criar uma macrorugosidade responsável por um aumento significativo da dissipação de energia ao longo do descarregador. Assim, a utilização deste tipo de descarregador, permitirá reduzir as dimensões da estrutura de dissipação de energia a implantar na base do canal.

2.5.4. DESCARREGADORES SOBRE TERRA ARMADA

Os descarregadores sobre barragens de terra armada apresentam características que decorrem directamente desta técnica de construção. O descarregador é constituído por uma soleira descarregadora de betão construída sobre o paramento de jusante vertical, a que se segue uma queda que corresponde à altura da barragem nessa secção. A dissipação de energia ocorre na base da queda devido ao impacto com uma soleira de betão ou com o fundo rochoso. O princípio de funcionamento da terra armada consiste em sustentar o aterro com uma parede de suporte, normalmente vertical, constituída por placas de betão que se encontram ancoradas por armaduras de aço dispostas horizontalmente no seio do aterro. As armaduras (varões de aço) funcionam por atrito com a zona do aterro que se situa atrás da zona activa, causadora do impulso activo sobre a parede. A soleira do descarregador deverá ser dimensionada de forma a assegurar uma elevada componente horizontal da velocidade do escoamento à saída da soleira, afastando o local de queda do jacto do paramento em terra armada e evitando, desta forma, a erosão na base deste. A técnica da terra armada poderá ser apenas aplicada na construção de parte da barragem, nomeadamente, da zona do descarregador, obtendo, assim, benefícios económicos resultantes da construção deste órgão integrado no corpo da barragem.

3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE DESCARREGADORES EM DEGRAUS

3.1. HISTÓRICO

Os primeiros descarregadores em degraus observados remontam à Antiguidade, e já evidenciavam objectivos de dissipação de energia para além de serem considerados à data, descarregadores simples na forma e estruturalmente estáveis.

Pensa-se que o descarregador mais antigo desta natureza remonta a 1300 a.C. e situa-se em Arkananian na Grécia (figura 14), construído em blocos de pedra, apresentando 10,5 m de altura, 25 m de largura, declive médio de 45° e degraus com 0,6 a 0,9 m de altura.



Figura 14 – Descarregador em degraus em Arkananian, Grécia.

Há ainda descarregadores em degraus no Iraque que remontam a 600 anos a.C. e alguns construídos pelos Romanos no seu Império, casos da Líbia, Tunísia e Síria. Após a queda do Império Romano, os Muçulmanos também adoptaram este método em países como Iraque e Espanha. Este último regista uma vasta tradição na área, influenciando muito a técnica em descarregadores em degraus encontrados em França, México e Estados Unidos. A Barragem de Puentes em Espanha (1791) seria mesmo a maior construída até a data.

No início do século XX os descarregadores em degraus começaram a ser projectados com objectivo de dissipar energia ao longo do descarregador e assim poupar na estrutura de dissipação a jusante, caso da Barragem de New Croton nos Estados Unidos da América (figura 15).



Figura 15 – Descarregador em degraus da Barragem de New Croton nos E.U.A.

O estudo quantitativo dos tipos de escoamento deste tipo de descarregadores desenvolveu-se a partir da década de 70 do século XX, devido ao crescente interesse dos engenheiros na construção destas estruturas e devido à introdução de novos materiais e técnicas de construção relacionadas com o betão compactado por cilindros (BCC) e com as estruturas em gabiões, uma vez que acarretam menor tempo de construção e redução dos custos das mesmas (figura 16).



Figura 16 – À esquerda, pormenor da Barragem de Pindobaçu, construída com tecnologia BCC na Bahia, Brasil. À direita, pormenor de um descarregador em degraus construído em gabiões em Robina, Gold Coast (Austrália).

3.2. OBJECTIVOS PRINCIPAIS

O interesse crescente na procura de soluções não convencionais para os descarregadores de cheia ficou a dever-se a vários aspectos diversificados.

A aplicação obrigatória do RSB (Regulamento de Segurança de Barragens) deu origem a uma reavaliação dos caudais de dimensionamento dos descarregadores de cheia. Esta reavaliação, juntamente com as novas exigências regulamentares, demonstrou que vários descarregadores de cheia se encontram subdimensionados.

Uma forma possível de remediar o subdimensionamento destes descarregadores consistiria em ampliar as estruturas pré-existentes ou mesmo construir descarregadores de vazão complementares, que poderiam funcionar em simultâneo com o descarregador principal ou apenas quando a capacidade de vazão do descarregador principal fosse ultrapassada. No entanto, os aspectos económicos podem sempre constituir um entrave à realização destas obras, principalmente se a dimensão da barragem for pequena, tornando a solução inviável. Como em tudo que se realiza em Engenharia, a necessidade de cumprir requisitos de segurança hidráulicos obrigatórios deve andar de braço dado com a procura de soluções de baixo custo, sem descuidar a qualidade inerente à delicadeza deste tipo de estruturas.

Da necessidade manifestada no parágrafo anterior, o ICOLD (International Commission of Large Dams) recomendou o estudo de soluções não convencionais, tais como a utilização de túneis ou canais com soleira não revestida, com rugosidade elevada ou a construção de descarregadores com a soleira em degraus. Surgiu, desta forma, a ideia de conjugar estas duas soluções e que será, de facto, o âmbito deste estudo (descarregador em degraus escavado em rocha sem revestimento).

Este tipo de descarregador tem por objectivo, por um lado minorar o impacte provocado na paisagem, uma vez que se opta por não revestir o canal, e por outro lado pretende-se que o descarregador proporcione uma dissipação de energia significativa ao longo do canal, relativamente a outras soluções, procurando reduzir o custo, nomeadamente no que diz respeito às obras da estrutura de dissipação de energia a jusante do canal descarregador.

Uma vantagem apontada a este tipo de descarregadores (em degraus), prende-se com o menor risco de ocorrência de cavitação que estes apresentam, devido às menores velocidades atingidas pelo escoamento, à rapidez de afloramento à superfície da camada limite e o elevado teor de ar emulsionado a jusante do afloramento da camada limite.

Por todas as razões mencionadas neste tópico, percebe-se a importância do estudo deste tipo de soluções inovadoras, não convencionais, sendo de prever a adopção crescente das mesmas à medida que a investigação examine a fiabilidade destes descarregadores, o que constituirá um dos objectivos deste estudo.

3.3. REGIMES DE ESCOAMENTO EM DESCARREGADORES EM DEGRAUS

Os descarregadores em degraus, são à semelhança de outros tipos, constituídos por soleira descarregadora, canal e por uma estrutura de dissipação de energia, sendo que esta última poderá ser dispensada caso haja uma justificação devidamente forte e experimentada.

No presente estudo, porém, apenas vai ser analisada a estrutura do descarregador correspondente ao canal propriamente dito, incidindo na ocorrência da dissipação da energia ao longo do mesmo. As estruturas de controlo do escoamento e de dissipação de energia a jusante do descarregador poderão ser alvo de estudo no futuro, no entanto não constituem o fundamento desta dissertação, sem que este aspecto os atire para um plano secundário de importância na estrutura global do dispositivo de controlo de cheias.

Para além da solução em degraus, foi prevista uma solução que envolve o aproveitamento do maciço rochoso e a escavação do mesmo como formato definitivo dos degraus, sem introdução de

revestimentos de forma a reduzir grandemente os custos totais da construção desta estrutura. Ao mesmo tempo, aproveitando a rugosidade da rocha escavada para dissipação de energia, reduz-se a dimensão da obra de dissipação de energia a jusante do pé do canal descarregador, facto que acarreta menores custos. Como foi referido anteriormente, que esta solução reduz os impactes ambientais e visuais da estrutura e constituiu, deste modo, um factor de interesse para o desenvolvimento da mesma.

Os canais com soleira em degraus podem ser construídos em betão ou com gabiões, podendo ainda ser escavados em rocha no caso de esta ter propriedades suficientemente competentes. Os tipos de escoamento que ocorrem para descarregadores em degraus podem subdividir-se em:

- Escoamento em quedas sucessivas - EQS (nappe flow);
- Escoamento sobre turbilhões - EDT (skimming flow).

Otshu e Yasuda (1997) referiram a existência de um escoamento de transição (TRA) entre quedas sucessivas e deslizante sobre turbilhões, para uma gama de caudais intermédia entre os caudais característicos destes últimos. Este caracteriza-se pela existência de bolsas de ar em apenas alguns degraus enquanto noutros as cavidades estão já preenchidas por água formando turbilhões.

3.3.1. ESCOAMENTO EM QUEDAS SUCESSIVAS

O escoamento em quedas sucessivas gera-se para caudais específicos baixos e pequenos declives e caracteriza-se pela formação, em cada degrau, de uma lâmina líquida que atinge total ou parcialmente o degrau seguinte verificando-se ainda a existência de uma bolsa de ar sob o mesmo. A dissipação de energia ocorre com a quebra do jacto no ar e formação do ressalto hidráulico.

Diversos autores defendem a existência de três subtipos de escoamento em quedas sucessivas que se passam a citar:

- Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jacto com formação do ressalto hidráulico na soleira do degrau (figura 17);
- Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jacto sem formação de ressalto hidráulico na soleira do degrau (figura 18);
- Escoamento em quedas sucessivas com impacto parcial do jacto na soleira do degrau (figura 19).

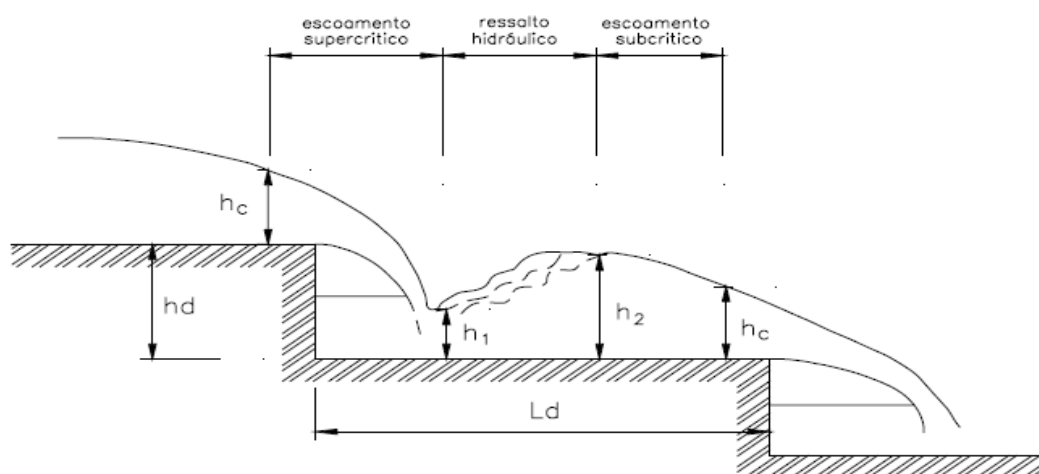


Figura 17 – Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jacto com formação do ressalto hidráulico na soleira do degrau.

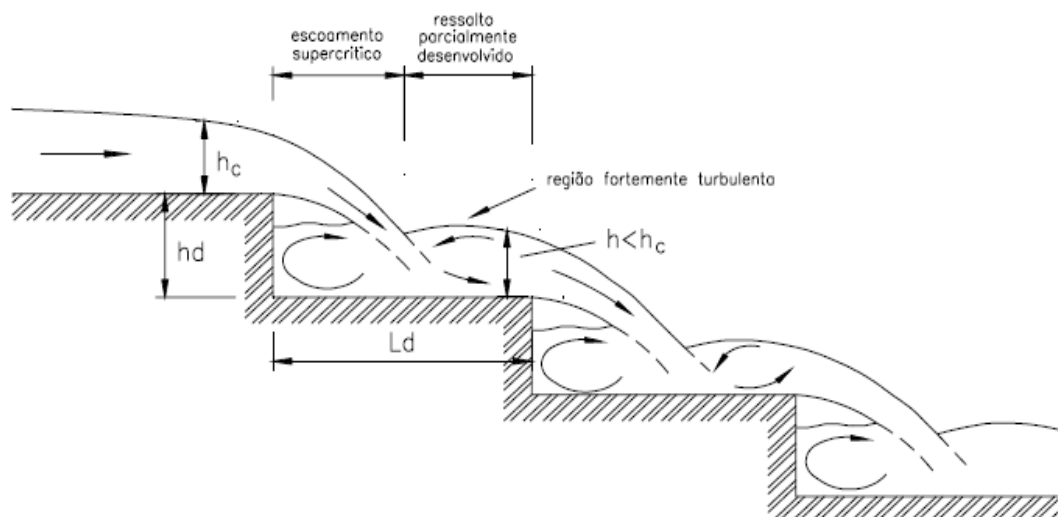


Figura 18 – Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jacto sem formação de ressalto hidráulico na soleira do degrau.

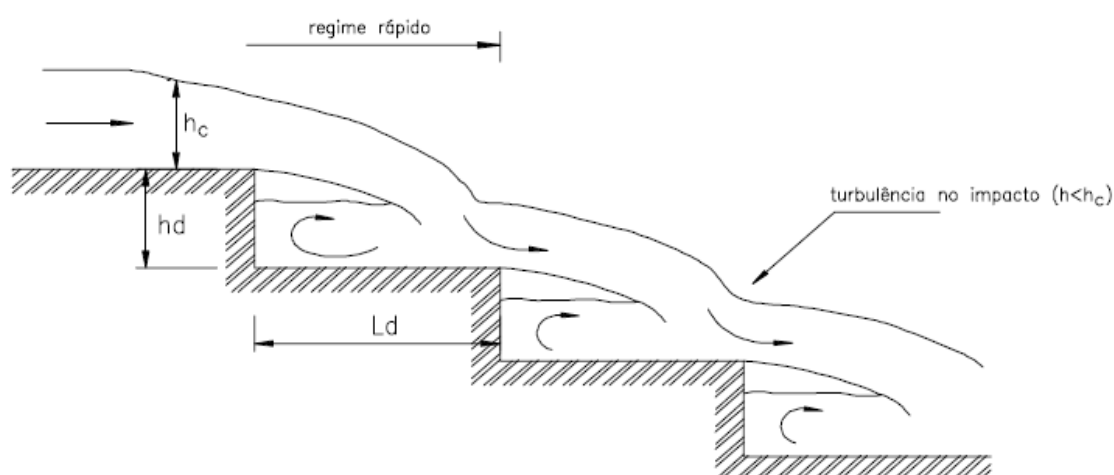


Figura 19 – Escoamento em quedas sucessivas com impacto parcial do jacto na soleira do degrau.

No primeiro subtipo o regime crítico é atingido na secção de jusante de cada degrau, exceptuando o último. Nos outros dois subtipos ocorre escoamento rápido em todos os degraus a começar no primeiro.

3.3.2. ESCOAMENTO DESLIZANTE SOBRE TURBILHÕES

No escoamento deslizante sobre turbilhões a água esco-se pela soleira em degraus como uma massa coerente e contínua através das arestas dos degraus, sob os quais parte da lâmina líquida fica presa, formando vórtices de recirculação. Há, portanto, o aparecimento de uma camada limite abaixo da qual se dá a formação de vórtices horizontais a jusante do espelho de cada degrau processando-se o escoamento sem arejamento. Este escoamento ocorre para caudais específicos mais elevados. Os

vórtices de recirculação são os responsáveis pela perda de carga e são mantidos através da transmissão de tensões tangenciais da água que se escoar sobre os degraus. É um escoamento cuja ondulação não reflecte a geometria dos degraus, bastante arejado, em que o escoamento principal praticamente não toca nos degraus.

O escoamento deslizante sobre turbilhões apresenta um desenvolvimento semelhante a um escoamento em regime rápido sobre uma soleira sem degraus, de acordo com Custódio (1999). A rugosidade de uma soleira de descarregador em degraus acelera muito a formação da camada limite e quando esta atinge a superfície da toalha de água dá-se um fenómeno de emulsionamento de ar no escoamento, trazendo como consequência o aumento da altura da lâmina líquida devido à mistura bifásica ar/água. O escoamento acelera até atingir um regime uniforme, ou seja o ponto de equilíbrio entre efeitos gravíticos e as forças resistentes originadas pelo atrito da soleira dos degraus. O escoamento uniforme mantém-se intacto até ao fim do canal desde que não ocorram alterações da secção transversal do canal ou alterações nas inclinações do mesmo.

Chanson (1994) defende a subdivisão deste tipo de escoamento em três tipos diferentes:

- Escoamento com recirculação instável com interferência esteira - degrau (figura 20), ocorre em paramentos com menor inclinação, onde os degraus são bastante alongados, impossibilitando a formação de vórtices estáveis o que ocasiona a formação de esteiras instáveis. Estas actuam isoladamente em cada degrau gerando uma força de arrasto/cisalhamento causada por uma interferência esteira - degrau;
- Escoamento com recirculação instável com interferência esteira - esteira (figura 21), ocorre em paramentos um pouco menos alongados e mais inclinados, passando a esteira a interferir no próximo degrau, e as forças de cisalhamento actuantes no degrau desaparecem;
- Escoamento com recirculação estável (figura 22), ocorre em paramentos muito inclinados com a formação de grandes vórtices bidimensionais. Os vórtices são mantidos pela troca de energia com o escoamento principal, logo a grande dissipação de energia.

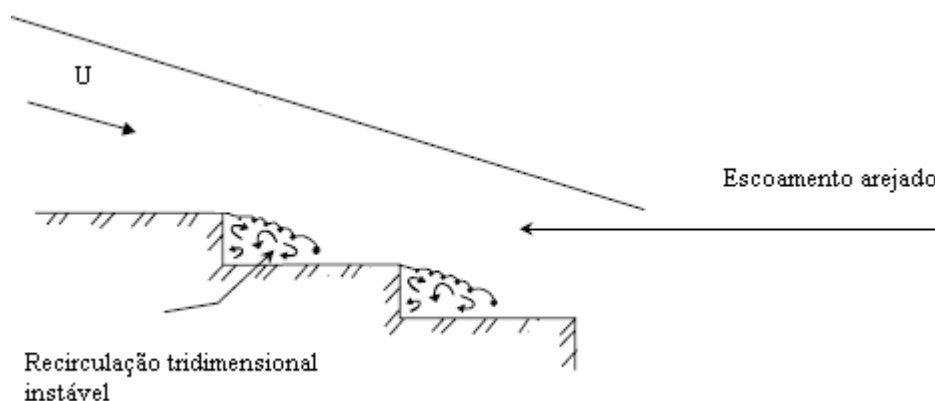


Figura 20 – Escoamento com recirculação instável com interferência esteira - degrau.

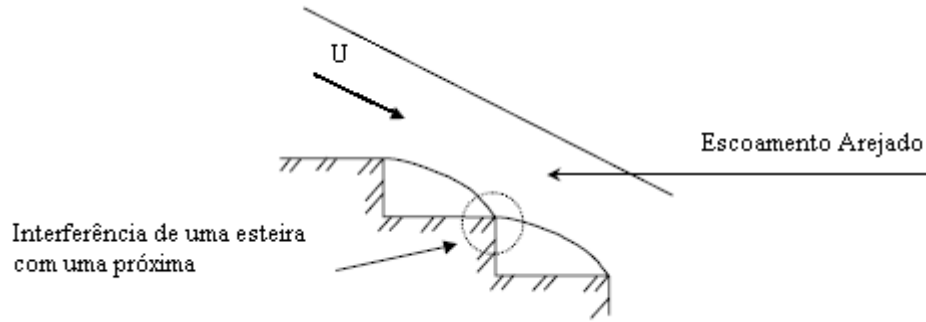


Figura 21 – Escoamento com recirculação instável com interferência esteira - esteira.

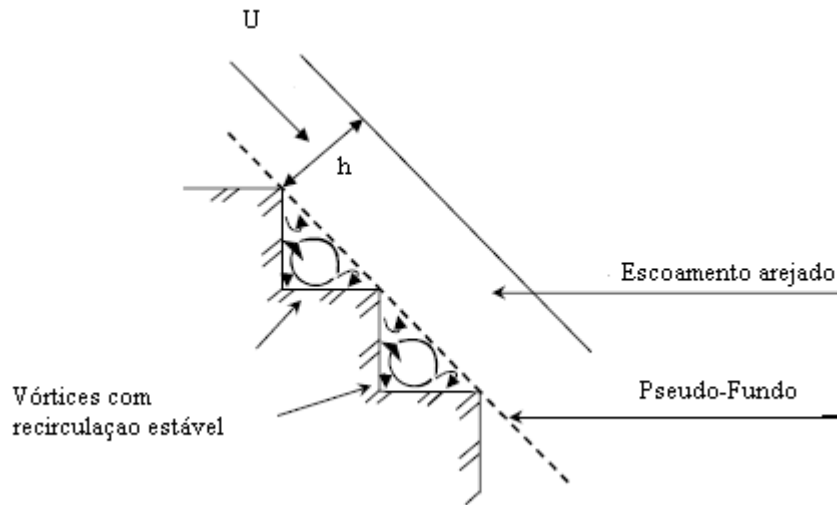


Figura 22 – Escoamento com recirculação estável

3.3.3. LIMITES DE OCORRÊNCIA DOS DIFERENTES TIPOS DE ESCOAMENTO

Nesta fase do capítulo, e com a introdução das fórmulas inerentes à mesma, importa clarificar que hc representa a altura crítica do escoamento, hd e ld representam a altura e o comprimento geométrico do degrau, respectivamente.

Fael e Pinheiro (2003) apresentam a condição para a ocorrência de escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jacto:

$$\frac{hc}{hd} = 0.125 \left(\frac{hd}{ld} \right)^{-1.313} \quad (12)$$

A equação 13 representa a proposta de Yasuda *et al* (2001) para determinar o momento em que o escoamento em quedas sucessivas passa a escoamento de transição e a equação 14 propõe o limite para o qual se verifica a entrada no escoamento deslizante sobre turbilhões, apresentado pelos mesmos autores:

$$\frac{hc}{hd} = \left[0.57 \left(\frac{hd}{ld} \right)^3 + 1.3 \right]^{-1} \quad (13)$$

$$\frac{hc}{hd} = 0.862 \left(\frac{hd}{ld} \right)^{-0.165} \quad (14)$$

Chanson & Toombes (2004) propõem expressões alternativas às expressões 15 e 16, respectivamente:

$$\frac{hc}{hd} > 0.9174 - 0.381 \left(\frac{hd}{ld} \right) \quad (15)$$

$$\frac{hc}{hd} < \frac{0.9821}{(hd / ld + 0.388)^{0.384}} \quad (16)$$

Com uma abordagem diferente ao problema, surge a proposta de Pinheiro e Fael (2006), para o limite de ocorrência do escoamento em quedas sucessivas (equação 17) e o limite para ocorrência do escoamento de transição (equação 18):

$$\frac{hc}{hd} = 0.279 \left(\frac{hd}{ld} \right)^{-0.828} \quad (17)$$

$$\frac{hc}{hd} = 0.580 \left(\frac{hd}{ld} \right)^{-0.506} \quad (18)$$

As figuras 23 e 24 apresentam uma comparação, em gráfico, das propostas de cada autor quanto aos valores dos limites de ocorrência do escoamento. A figura 23 compara propostas para a passagem de EQS para TRA e a figura 24 compara as propostas para a passagem de TRA para EDT.

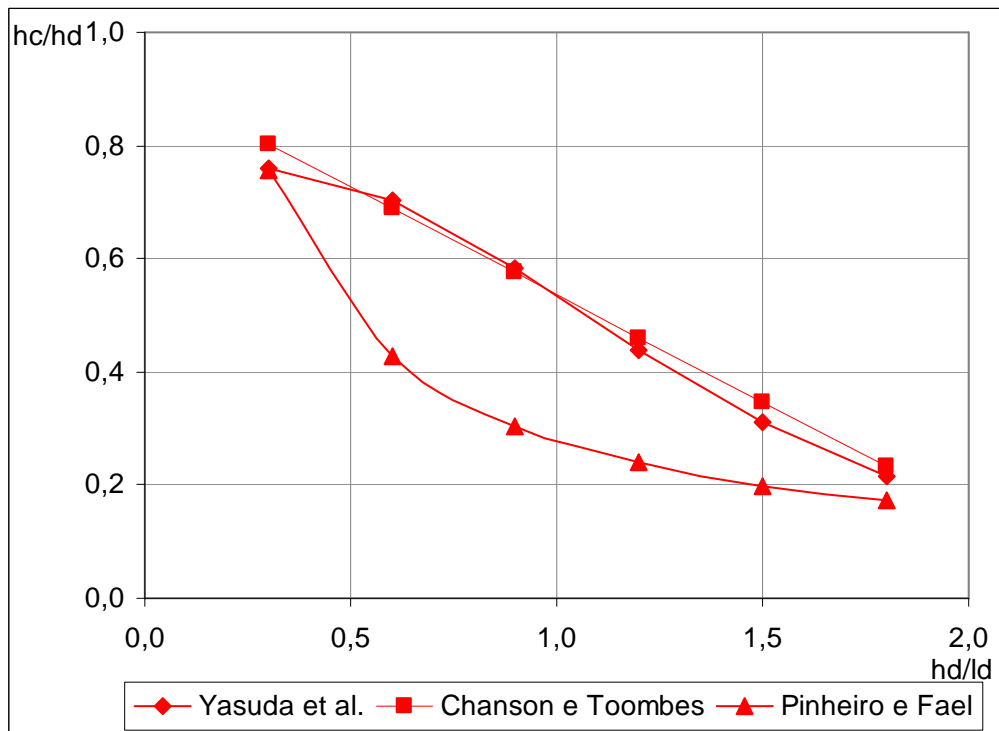


Figura 23 – Comparação das diferentes soluções para estimar os limites de ocorrência do escoamento (passagem de EQS para TRA).

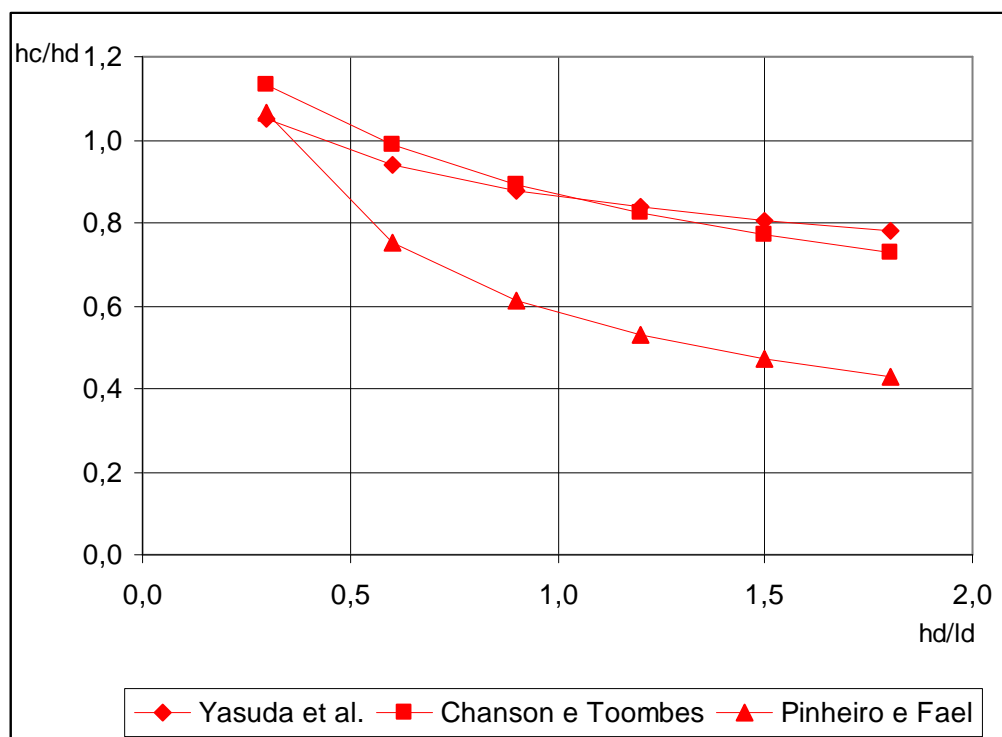


Figura 24 – Comparação das diferentes soluções para estimar os limites de ocorrência do escoamento (passagem de TRA para EDT).

3.4. POSIÇÃO DO INÍCIO DO AREJAMENTO DO ESCOAMENTO

Nos escoamentos de descarregadores de calha lisa existe um ponto crítico, que corresponde ao ponto onde a camada limite atinge a superfície dando início ao arejamento do escoamento. Este caracteriza-se por uma superfície bastante irregular a jusante do ponto crítico.

O mesmo fenómeno ocorre para descarregadores em degraus, no entanto a macro turbulência formada pelos degraus aumenta a espessura da camada limite, obrigando o ponto crítico a ter uma posição muito mais a montante relativamente a um descarregador de calha lisa.

À medida que o caudal aumenta, a posição do ponto crítico para o qual se inicia o processo de arejamento do escoamento desloca-se para jusante. O conhecimento deste ponto reveste-se da maior importância uma vez que a sua presença implica o aumento da altura de água ao longo do descarregador, logo influencia o dimensionamento dos muros laterais do mesmo. Outro aspecto importante é que a existência deste ponto reduz o risco potencial de cavitação dos degraus (figura 25), devido à absorção do impacto do colapso das bolhas vaporizadas pela compressibilidade da mistura ar - água.

Chanson (1994) identifica o que seriam três regiões distintas ao longo da calha em regime deslizante sobre turbilhões (figura 26):

- Zona sem arejamento do fluxo, que se desenvolve no trecho inicial do descarregador e no seu interior se forma a camada limite até atingir a superfície, ponto a partir do qual se desenvolve o arejamento natural do escoamento.
- Zona de escoamento gradualmente variado, zona que apresenta fluxos arejados com concentrações de ar variáveis ao longo da calha;

- Zona de escoamento uniforme, onde para um mesmo caudal se verificam escoamentos com profundidade, concentração de ar e distribuição de velocidades constantes.



Figura 25 – Cavitação no descarregador da Barragem de Karun, Irão.



Figura 26 – Processo de arejamento do escoamento em descarregadores em degraus.

Num escoamento bifásico a altura de escoamento equivalente de água, h_e , define-se como:

$$he = \int_0^{h_{90}} (1 - C) dh \quad (19)$$

Na equação 19, C é a concentração de ar de um escoamento de água com ar emulsionado e define-se como o valor médio no tempo da razão entre o volume de ar escoado e o volume total de água e ar escoado. O parâmetro h mede-se perpendicularmente à soleira fictícia do descarregador e h_{90} é a altura de escoamento para a qual se verifica uma concentração de ar de 90%. A concentração média de ar pode ser definida pela expressão:

$$Cm = 1 - \frac{he}{h_{90}} \quad (20)$$

Pode ainda definir-se pela equação 21:

$$d = (1 - Cm) \quad (21)$$

A velocidade média do escoamento pode então definir-se por:

$$U = \frac{q}{d} \quad (22)$$

O valor de q representa o caudal específico.

A estimativa da concentração média de ar no escoamento pode assumir outras formas. Por exemplo, o Comité Científico da American Society of Civil Engineers (ASCE, 1961) postula:

$$Cm = 0.743 \log \left(\frac{\sin \alpha}{q^{1/5}} \right) + 0.723 \quad (23)$$

, em que q é medido em $m^3/s/m$.

Chamani e Rajaratnam (1999) concluíram que devido à turbulência, a concentração média de ar no escoamento era maior em descarregadores em degraus do que em paramento liso, então ajustaram a fórmula para:

$$Cm = 0.93 \log \left(\frac{(\sin \alpha)^{0.1}}{q^{0.3}} \right) + 1.05 \quad (24)$$

, em que q é medido em $l/s/m$.

Matos (2000), apresentou a sua versão da estimativa da concentração média de ar no escoamento, expressão que relaciona Cm em função da relação Hv/hc :

$$Cm = 0.62 - \frac{55.9}{\left(\frac{Hv}{hc} \right)^2} \quad (25)$$

Com base na proposta ASCE e em estudos realizados em modelo reduzido, Povh (2000), chegou a conclusões que iriam originar a publicação da fórmula 26, ainda que esta só se possa utilizar em condições semelhantes ao modelo dimensionado pelo autor:

$$C_m = 0.368 \log \left(\frac{\sin \alpha}{q^{1/5}} \right) + 0.665 \quad (26)$$

A figura 27 compara as soluções de Povh e da ASCE para estimar a concentração média de ar no escoamento.

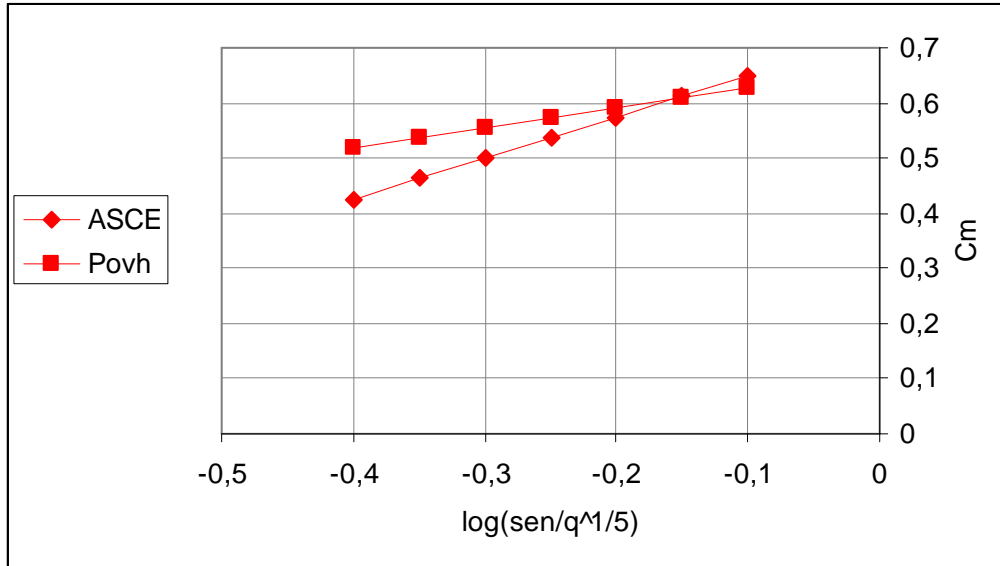


Figura 27 – Comparação das diferentes soluções para estimar a concentração média de ar no escoamento.

Vários autores propuseram expressões que permitem determinar a localização do ponto de início do arejamento do escoamento. Dessa necessidade foi introduzido o conceito de número adimensional de Froude rugoso, Fr^* :

$$Fr^* = q / \sqrt{(gk^3 \sin \alpha)} \quad (27)$$

O valor de g representa o valor da aceleração da gravidade, k a altura de rugosidade ($k=h_d \cos \alpha$) e por fim, α representa o ângulo de inclinação do descarregador.

A localização do ponto de início do arejamento é da maior importância uma vez que a partir deste ponto o escoamento adquire a turbulência necessária para a eficácia do processo de dissipação de energia.

A proposta de Matos (1999) apresenta alguma variação relativamente à última apresentada e resulta da análise de perfis de velocidade em medições experimentais:

$$\frac{La}{k} = 6.289 Fr^{*0.734} \quad (28)$$

$$\frac{ha}{k} = 0.361 Fr^{*0.606} \quad (29)$$

Chanson (2002) apresentou as expressões 30 e 31 após o desenvolvimento de experiências feitas por si e com base em resultados apresentados por diversos autores:

$$\frac{La}{k} = 9.719(\sin\alpha)^{0.0796} Fr^{*0.713} \quad (30)$$

$$\frac{ha}{k} = \frac{0.4034}{(\sin\alpha)^{0.04}} Fr^{*0.592} \quad (31)$$

Sanagiotto (2003) apresentou uma perspectiva diferente tendo por base observações visuais das suas experiências:

$$\frac{La}{k} = 9.7721 Fr^{*0.7014} \quad (32)$$

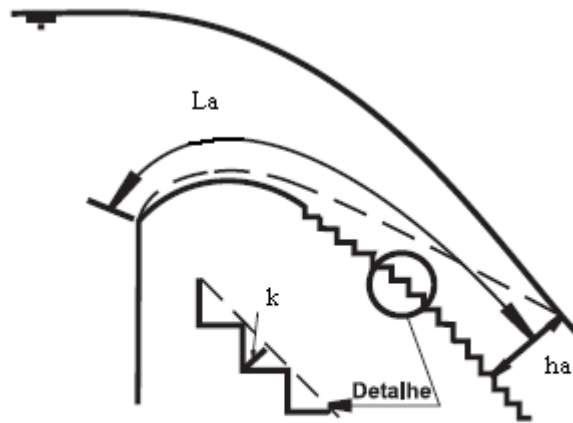
$$\frac{ha}{k} = 0.3965 Fr^{*0.5975} \quad (33)$$

Amador (2005) apresentou uma proposta baseada na medição de velocidades e conclui com as seguintes expressões:

$$\frac{La}{k} = 5.982 Fr^{*0.840} \quad (34)$$

$$\frac{ha}{k} = 0.385 Fr^{*0.580} \quad (35)$$

O valor de La representa a distância do início do desenvolvimento da camada limite até ao ponto onde atinge a superfície e ha , representa a profundidade do escoamento no ponto de início do arejamento (figura 28).



La = distância que define o início do arejamento
 k = altura de rugosidade
 ha = espessura da camada limite

Figura 28 – Significado de alguns parâmetros introduzidos neste tópico.

As figuras 29 e 30 comparam as diferentes soluções para estimar o ponto de início do arejamento do escoamento e a profundidade desse ponto, respectivamente.

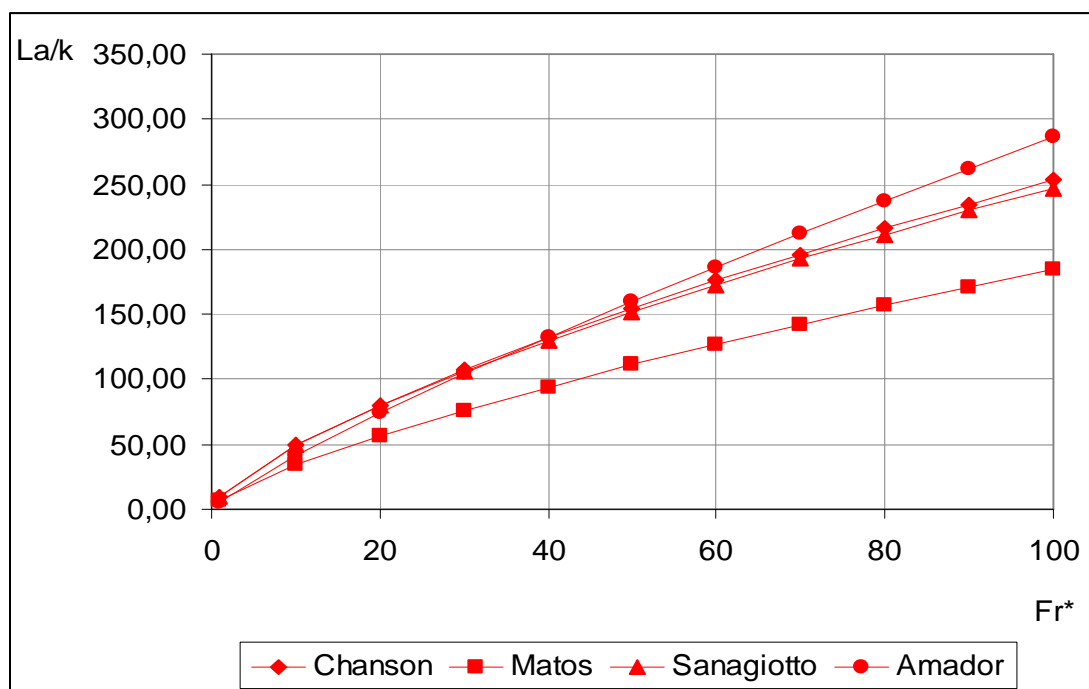


Figura 29 – Comparação das diferentes soluções para estimar a posição do ponto de início de arejamento.

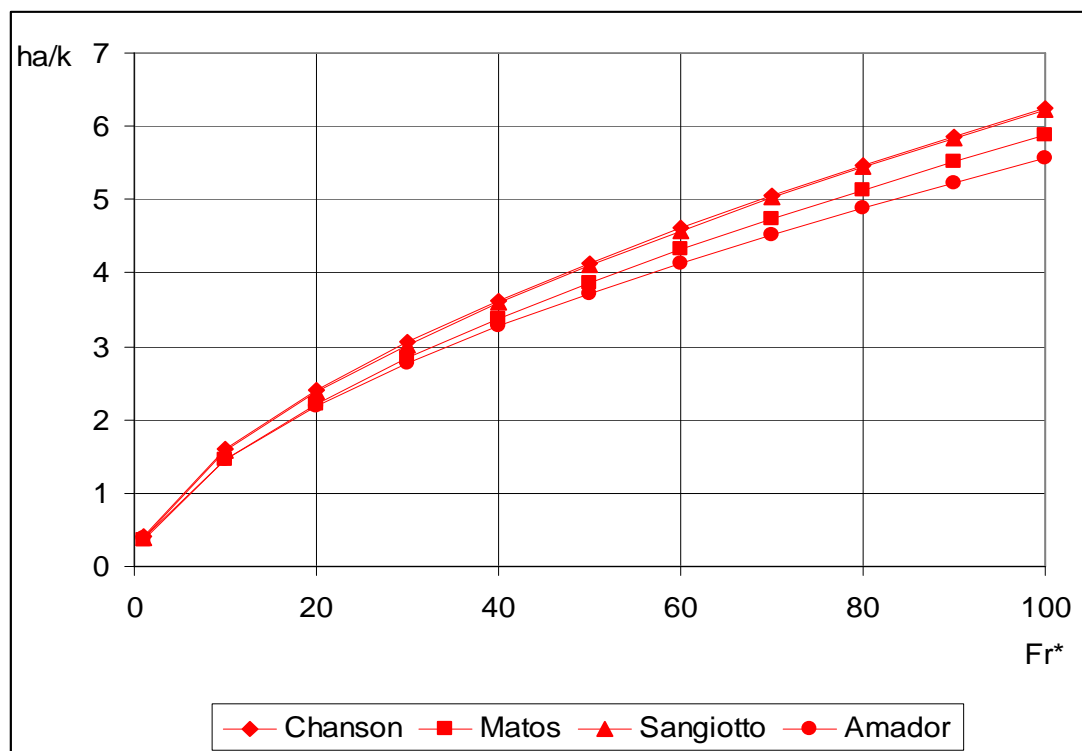


Figura 30 – Comparação das diferentes soluções para estimar a profundidade do escoamento no ponto de início de arejamento do escoamento.

3.5. FACTOR DE RESISTÊNCIA E DISSIPACÃO DE ENERGIA

3.5.1. FACTOR DE RESISTÊNCIA

Para se determinar teoricamente a energia do escoamento em qualquer posição do descarregador será necessário estabelecer uma lei geral para o factor de resistência f da equação Darcy-Weisbach. O factor de resistência pode ser calculado via equação Darcy-Weisbach ou em alternativa pelo coeficiente de atrito $c_f = f/4$.

Nesse sentido, Rajaratnam (1990) propôs teoricamente uma expressão para o coeficiente de atrito, a partir da equação da quantidade de movimento, considerando que o escoamento se desenvolve na sua totalidade após os primeiros degraus. Na sua expressão introduz o termo h_n que representa a profundidade normal uniforme obtida para um escoamento desenvolvido na sua totalidade num regime deslizando sobre turbilhões:

$$c_f = \frac{2h_n^3 g^* \sin \alpha}{q^2} \quad (36)$$

$$f = \frac{8h_n^3 g^* \sin \alpha}{q^2} \quad (37)$$

Mais tarde, Stephenson (1991) propôs uma expressão que estima o factor de resistência para escoamentos turbulentos rugosos desde que o escoamento tenha atingido a zona de arejamento uniforme:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.14 + 2 \log \left(\frac{4h_n}{k} \right) \quad (38)$$

O parâmetro k representa a altura de rugosidade e é dado pela expressão 39.

$$k = h_d \cos \alpha \quad (39)$$

Chanson (1994a) concluiu que o factor de resistência é independente do número de Reynolds após diversas observações de um grande número de modelos e protótipos. Ao analisar estruturas com declives compreendidos entre 50° e 55° verificou valores para o factor de resistência entre 0,17 e 5,0, com um valor médio de 1,0. Os valores elevados para o factor de resistência em descarregadores em degraus comparativamente aos valores em descarregadores de calha lisa implicam diminuição brusca de velocidade, aumento da altura de água e consequentemente grande dissipação de energia. O mesmo autor apresenta neste estudo uma expressão através da qual se pode estimar o valor do factor de resistência para estruturas com declive inferior a 12° desprezando os efeitos da entrada de ar no escoamento:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.42 \ln \left(\frac{D_H}{k} \right) - 1.25 \quad (40)$$

Em que o parâmetro D_H se define como o diâmetro hidráulico:

$$D_H = \frac{4S}{X} \quad (41)$$

Chanson (1994b) aprofundou o seu estudo e afirma que se as condições do regime uniforme forem alcançadas ao longo de um canal de inclinação constante o factor de resistência pode ser deduzido através de:

$$f = \frac{8g h^2 \sin \alpha}{q^2} \times \frac{D_H}{4} \quad (42)$$

, sendo que o parâmetro h neste caso represente a profundidade do escoamento desde a superfície do mesmo até ao pseudo - fundo.

Para escoamentos não uniformes gradualmente variados o factor de resistência é deduzido por:

$$f = \frac{8g h^2}{q^2} \times \frac{D_H}{4} \times \frac{\Delta H}{\Delta s} \quad (43)$$

, onde ΔH representa a perda de carga total e Δs a distância ao longo do canal desde a crista ao degrau em estudo.

Chamani e Rajaratnam (1999) propuseram em conjunto uma estimativa para o coeficiente de atrito baseada em ensaios experimentais e nas conclusões tiradas por diversos pesquisadores em modelos cuja inclinação estaria compreendida entre 51 e 59°, desde que o escoamento fosse turbulento rugoso:

$$\frac{1}{\sqrt{c_f}} = 3.85 \log \left(\frac{h}{k} \right) + 3.53 \quad (44)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.925 \log \left(\frac{h}{k} \right) + 1.765 \quad (45)$$

A conclusão que se pode tirar em relação a todas estas propostas é que não há um método rígido para determinar o factor de resistência ao escoamento em descarregadores em degraus. A maior dificuldade acaba por ser o facto de todas estas propostas de determinação da resistência ao escoamento terem sido realizadas em condições diferentes e muitas delas não estarem inteiramente bem explicadas no seu processo.

A título de exemplo refira-se que os estudos efectuados por Tozzi (2004), concluíram que a proposta de Rajaratnam (1990) não considerava o valor da altura de rugosidade dos degraus e que este parâmetro apenas começou a ser considerado posteriormente, a partir da proposta de Stephenson (1991). Apenas a proposta de Rajaratnam (1990) e as propostas de Chanson (1994a) têm base teórica. As propostas obtidas por via experimental são a de Chanson (1994b) e a de Chamani e Rajaratnam (1999).

Na Figura 31 é feita uma comparação das diferentes soluções para o cálculo do factor de resistência, segundo as propostas dos vários autores referidos anteriormente.

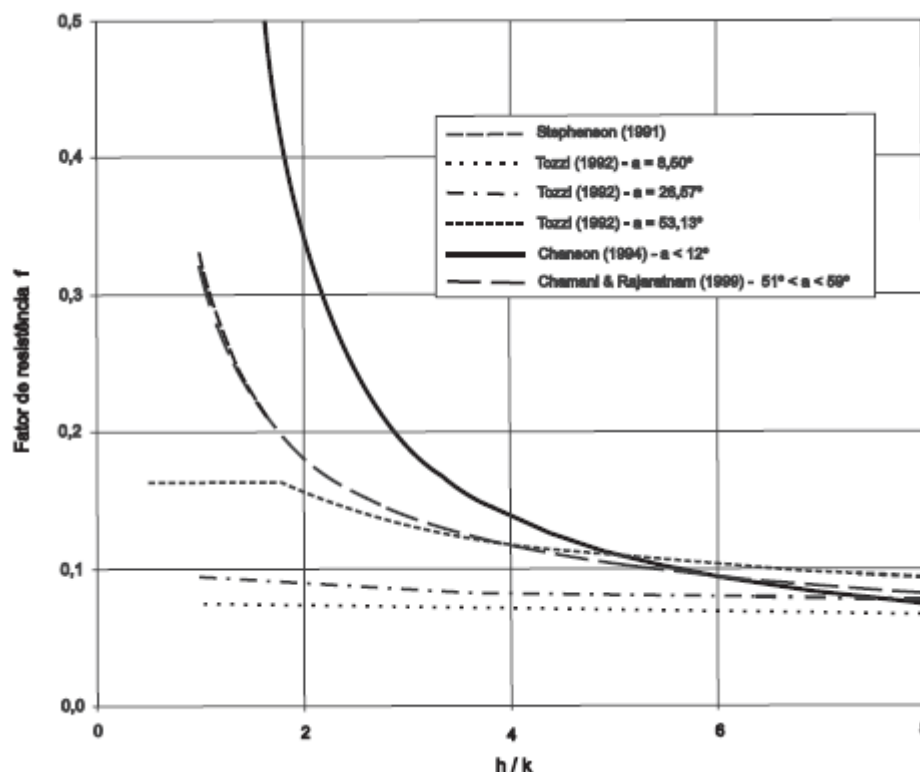


Figura 31 – Comparação das diferentes soluções para o cálculo do factor de resistência.

3.5.2. DISSIPAÇÃO DE ENERGIA

Da análise das diferentes metodologias para quantificar a dissipação de energia ao longo de descarregadores em degraus podem observar-se claramente vantagens e desvantagens inerentes à utilização de cada uma delas. Basicamente, podemos diferenciar as metodologias teóricas resultantes de análises obtidas experimentalmente das metodologias deduzidas empiricamente, directa ou indirectamente.

A observação do escoamento típico ao longo do descarregador mostra que a profundidade decresce a partir da crista até à posição em que se inicia o arraste de ar pelo fluxo. A partir dessa posição, devido ao empolamento do escoamento pela presença do ar arrastado, a profundidade aumenta em direcção ao pé do descarregador. O efeito do arejamento dificulta a determinação directa da profundidade do escoamento representativa da energia residual no pé do descarregador. Tozzi (1992) utilizou dois métodos experimentais para essa avaliação:

- Pela medição da distribuição de velocidades do escoamento no final da calha;
- Por via indirecta, através de imposição da formação de um ressalto hidráulico na bacia de dissipação.

Stephenson (1991) comenta que a dissipação de energia se torna mais eficaz quanto maior for comprimento longitudinal do degrau, isto se estivermos perante um caso de escoamento deslizando sobre turbilhões. No entanto, esta afirmação coloca-nos de imediato o problema do custo elevado que acarretaria uma obra que promove o alongamento longitudinal dos degraus. Por outro lado, o aumento da dimensão dos degraus só se torna benéfico, no que diz respeito a dissipação de energia, até ao ponto em que a profundidade da água é aproximadamente um terço da profundidade crítica. Para se obter

uma dissipação de energia satisfatória ao longo da calha do descarregador, este deverá ser dimensionado de forma que o escoamento atinja o escoamento uniforme. Posto isto, Stephenson (1991) propôs uma expressão teórica que avalia a dissipação de energia em descarregadores em degraus, considerando que o escoamento atinge a profundidade arejada uniforme:

$$\frac{\Delta E}{Em} = 1 - \left[\left(\frac{f}{8 \sin \alpha} \right)^{\frac{1}{3}} \cos \alpha + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \sin \alpha} \right)^{\frac{-2}{3}} \right] \times \frac{hc}{Hv} \quad (46)$$

O factor f é retirado através da fórmula de Stephenson apresentada em 3.5.1. enquanto ΔE representa a diferença entre a energia específica a montante e a energia residual num ponto a considerar, Em representa a energia a montante, hc é a profundidade crítica do escoamento e Hv representa a altura total desde a crista do descarregador até à cota onde se encontra localizada a bacia de dissipação.

Tozzi e Brighetti (1993) determinaram a energia residual por três métodos, no entanto considerou-se dois deles particularmente interessantes: através da medição da distribuição de velocidades do escoamento no final do descarregador e por via indirecta, impondo a formação de um ressalto hidráulico na bacia de dissipação.

O perfil de velocidades foi estudado em duas partes. Uma profundidade h_1 , que compreende a região com variações de velocidade de zero até U_{\max} e outra parte de profundidade h_2 com distribuição uniforme de velocidades (ver figura 32). A energia residual seria então calculada por:

$$Er = \frac{Er_1 q_1 + Er_2 q_2}{q} \quad (47)$$

$$Er_1 = h + a \frac{U_1^2}{2g} \quad (48)$$

$$Er_2 = h + \frac{U^2 \max}{2g} \quad (49)$$

Os parâmetros existentes nas expressões 47, 48 e 49 representam o caudal específico, q , velocidade média do trecho correspondente à profundidade h_1 , U_1 , profundidade do escoamento, h e coeficiente de Coriolis, α_1 , para o qual neste caso se adoptou o valor 1,10.

Na abordagem através da formação de ressalto hidráulico calculou-se a altura conjugada de jusante do ressalto e através da equação de Belanger (equação 50) obteve-se a altura conjugada de montante.

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) \quad (50)$$

, em que Fr :

$$Fr^2 = \frac{q^2}{gh_2^3} \quad (51)$$

A energia residual seria então calculada através de:

$$Er = h_1 + a \frac{q^2}{2gh_1^2} \quad (52)$$

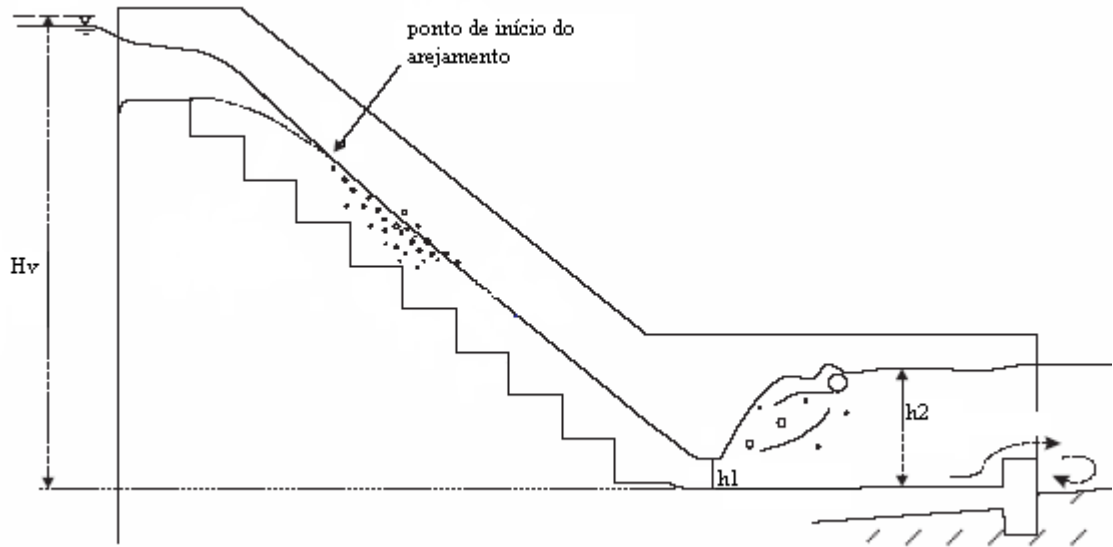


Figura 32 – Determinação da energia residual através da formação de resalto hidráulico na bacia de dissipação.

Da avaliação da razão entre a energia dissipada ao longo do descarregador pela energia de montante conclui-se que esta razão é tanto mais significativa quanto menor é o caudal específico escoado. Para um determinado caudal debitado, verifica-se que há um aumento da energia dissipada até a um determinado limite tamanho do degrau/altura de rugosidade. Chega-se assim a uma expressão que determina a altura de rugosidade em função do caudal específico que conduz a um máximo de dissipação de energia:

$$k_{\max} = 0.0764q^{\frac{2}{3}} \quad (53)$$

Christodoulou (1993) realizou investigações experimentais e chegou à expressão:

$$\Delta E = E_m - E_r \quad (54)$$

, em que E_p representa a energia residual num degrau qualquer que queiramos considerar:

$$E_r = h \cos \alpha + \left(\frac{U^2}{2g} \right) \quad (55)$$

Este investigador chegou a valores inferiores até cerca de 50% comparativamente com o estudo de outros autores, pensando-se que se ficou a dever às pequenas dimensões do seu modelo, que não proporcionariam que o escoamento atingisse o regime uniforme.

Chanson (1994), publicou que no regime deslizante sobre turbilhões, os degraus funcionariam como grandes rugosidades. A energia é dissipada na manutenção dos vórtices abaixo do pseudo-fundo, através da transmissão de esforços do escoamento principal até aos vórtices. Através de realizações experimentais em modelo reduzido, formulou a expressão que permite avaliar a perda de energia em escoamentos deslizantes sobre turbilhões considerando o factor de resistência igual a 1,3:

$$\frac{\Delta E}{Em} = 1 - \left[\left(\frac{f}{8 \sin \alpha} \right)^{\frac{1}{3}} \cos \alpha + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \sin \alpha} \right)^{\frac{-2}{3}} \right] \times \left(\frac{1}{\frac{3}{2} + \frac{Hv}{hc}} \right) \quad (56)$$

$$Em = Hv + 1.5hc \quad (57)$$

A energia dissipada aumenta com a altura da crista do descarregador e os valores obtidos através da equação 56 depende muito do factor de resistência utilizado. Este último depende imenso da taxa de arejamento do escoamento, logo o factor de resistência a ser utilizado deve ser encontrado com muita prudência.

Em trabalhos publicados por Chanson (1995), o investigador defende que no regime de escoamento em quedas sucessivas, a perda de carga total de água no descarregador em degraus, ΔE , é igual à diferença entre a carga máxima disponível, Em , e a carga residual no último degrau. Para descarregadores em degraus sem comportas a dissipação de energia é dada por:

$$\frac{\Delta E}{Em} = 1 - \left(\frac{0.54 \times \left(\frac{hc}{hd} \right)^{0.275} + \frac{3.43}{2} \left(\frac{hc}{hd} \right)^{-0.55}}{\frac{3}{2} + \frac{Hv}{hc}} \right) \quad (58)$$

É uma equação simples e que não requer uma estimativa empírica da taxa de dissipação de energia em cada degrau.

Muitos investigadores (Ellis 1989, Peyras et al. 1991) sugerem que há mais dissipação de energia em escoamento em quedas sucessivas do que em regime deslizante sobre turbilhões. No entanto, Chanson mostrou em alguns estudos publicados em 1994, que para canais longos onde o regime uniforme é atingido, a energia dissipada é maior no regime deslizante sobre turbilhões. Chanson concluiu que para canais pequenos a dissipação de energia cinética é maior para quedas sucessivas.

Em regime de quedas sucessivas há dissipação de energia em todos os degraus, ou seja, cada degrau contribui para a dissipação de energia. Acredita-se que para canais curtos, se dissipa maior energia em escoamento em quedas sucessivas do que em regime de escoamento deslizante sobre turbilhões, no entanto, para ocorrer escoamento em quedas sucessivas ou o caudal é muito baixo ou então o descarregador tem inclinações muito suaves e degraus com comprimento longitudinal elevado, facto que acarreta custos acrescidos em relação a outras soluções já anteriormente mencionadas neste capítulo.

André e Ramos (2003), concluíram através de estudos desenvolvidos em modelo reduzido no IST, que a perda de carga em descarregadores em degraus é duas a cinco vezes superior em descarregadores de paramento liso convencional e que a dissipação de energia pouco depende da altura dos degraus, embora esta seja ligeiramente superior em degraus de maior altura. Concluíram também que quanto maior for o caudal, maior se torna a diferença da dissipação de energia entre descarregadores em degraus e descarregadores convencionais. No entanto, quanto maior for o caudal, menor se vai tornando a eficácia da dissipação de energia em descarregadores em degraus. No seu estudo, André e Ramos (2003), concluíram também que descarregadores em degraus convergentes apresentavam comportamento bastante idêntico a descarregadores em degraus de largura constante, havendo diferenças máximas de 11% na dissipação de energia, com vantagem para os descarregadores de largura constante.

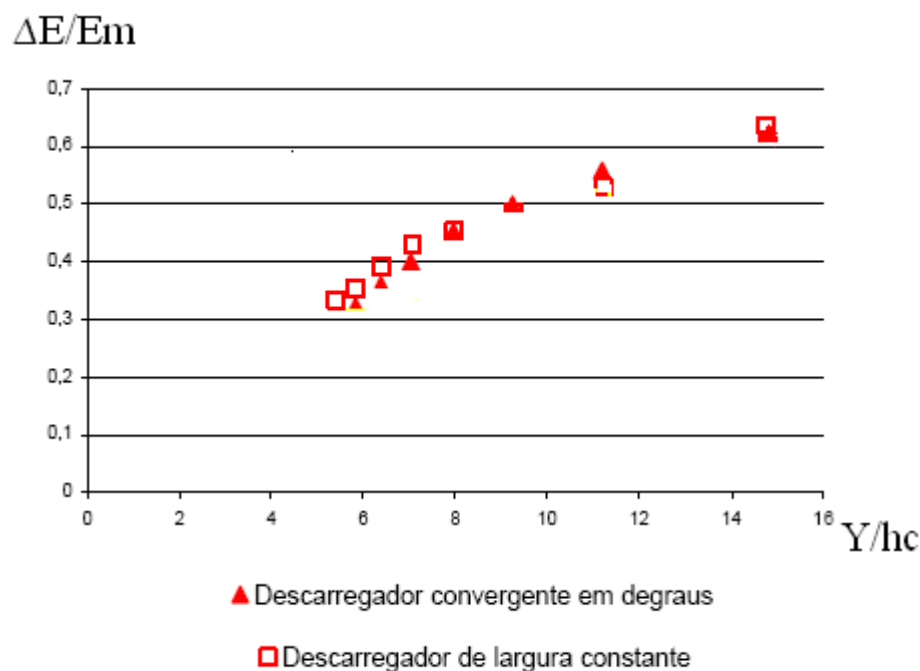


Figura 33 – Resultados obtidos por André e Ramos (2003).

3.6. EFEITOS DE ESCALA

Os estudos do efeito de escala em descarregadores em degraus, baseiam-se sobretudo na análise de modelos reduzidos geometricamente similares aos respectivos protótipos, conforme a Lei de Semelhança de Froude.

Mateos e Elviro (1997) estudaram modelos com escalas geométricas entre 1:6 e 1:25 com inclinações em torno de 1V:0,75H. Na determinação da posição de início de arejamento verificaram erros inferiores a 5% para modelos com escalas superiores a 1:20, desde que a lâmina de água fosse igual ou superior à altura dos degraus.

Chanson et al (2002) analisou 38 casos de modelos reduzidos e 4 protótipos com inclinações entre 5,7° e 55° e concluíram que para o efeito de escala se tornar mínimo, no que concerne ao factor de resistência, devem ser projectados modelos com degraus superiores a 2 cm de altura.

Gonzalez e Chanson (2005) estudaram experimentalmente modelos com alturas de degraus compreendidas entre 0,0715m e 0,143m e inclinações moderadas entre 3,4° e 16°, utilizando uma escala de redução de 1:2. Os resultados indicam que o modelo com tamanho de degraus menor subestima o número de bolhas formadas e os níveis de intensidade turbulenta. Os autores também sugerem o uso de uma modelação física que tenha por base a Lei de Semelhança de Reynolds. O estudo conclui também que a Lei de Semelhança de Froude em descarregadores em degraus é mais susceptível aos efeitos de escala do que num descarregador de calha lisa, para as mesmas condições indicadas neste parágrafo.



Figura 34 – Barragem de Opuha, Nova Zelândia.

4

INSTALAÇÃO E METODOLOGIA EXPERIMENTAL

4.1. INTRODUÇÃO AOS MODELOS FÍSICOS EM HIDRÁULICA

Para o engenheiro projectista é essencial prever com segurança o comportamento hidráulico de estruturas conforme as condições de projecto, nas condições de operação ou em situações de emergência. Durante as etapas de projecto, o engenheiro necessita de uma ferramenta de previsão segura para comparar a performance das várias opções da estrutura e de situações de funcionamento.

Na Mecânica dos Fluidos e na Hidráulica, muitos problemas são insolúveis pela teoria ou por meio de dados empíricos. Na prática, um projecto apropriado de estrutura hidráulica deriva de um modelo: um modelo sendo definido como um sistema que opera similarmente a outros modelos e que dão segura previsão das características dos sistemas.

Na Hidráulica normalmente são usados dois tipos de modelos: matemático e físico. Os modelos matemáticos são fundamentados nas equações da Hidráulica, podendo ou não utilizar ferramentas computacionais. A sua aplicação é restrita para situações simples de escoamento e condições limite para as quais as equações são válidas. A calibração e a validação dos modelos computacionais são extremamente difíceis, e a maioria deles é aplicável somente numa faixa específica das condições de escoamento.

O modelo físico deve comportar-se de modo semelhante ao sistema cujo comportamento se quer prever, denominado protótipo. O modelo físico possui, geralmente, dimensões mais reduzidas do que o protótipo, para reduzir o custo e facilitar o controlo das grandezas a serem consideradas. A Teoria da Semelhança estabelece os princípios básicos a serem obedecidos para se projectar, construir, operar e interpretar o modelo a partir do qual se deve prever o comportamento do protótipo. Tal teoria permite estabelecer:

- As relações de transferência entre modelos e protótipos;
- O tipo de relação entre as diversas grandezas intervenientes em qualquer fenómeno físico.

4.2. MODELO DE SEMELHANÇA DE FROUDE

As seis forças encontradas nos fenómenos dos escoamentos são as forças de inércia, de viscosidade, de gravidade, de pressão, de tensão superficial e de compressão elástica. Verifica-se na prática, no entanto, que as influências das diversas forças envolvidas nos fenómenos hidráulicos não são necessariamente da mesma ordem de grandeza, ou seja, existem forças predominantes segundo o tipo de fenómeno analisado. Assim, podem negligenciar-se os efeitos de forças não significativas,

adoptando-se critérios de semelhança baseados apenas nas forças relevantes, sem prejuízo da qualidade dos resultados do modelo.

No presente trabalho há predominância das forças de gravidade pelo que se decidiu a utilização da semelhança de Froude, a qual é traduzida pela igualdade dos números de Froude no modelo e no protótipo.

O número de Froude é dado pela razão entre as forças de inércia e as forças de gravidade, em escoamentos em canal com superfície livre. Assim:

$$Fr = \frac{\text{forças inércia}}{\text{forças gravitacionais}} \quad (59)$$

$$Fr^2 = \frac{U^2}{gh} \Rightarrow Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad (60)$$

Se for usado o mesmo fluido no modelo e protótipo, os quais são submetidos ao mesmo campo gravitacional de forças, as razões ou escalas para as diversas grandezas físicas podem ser estabelecidas em função do número de Froude, quadro 1.

Quadro 1 – Razões de escala segundo a Lei de Froude.

Razões de escala segundo Lei de Froude		
Semelhança Geométrica	Semelhança Cinemática	Semelhança Dinâmica
Comprimento λ	Tempo $\lambda^{1/2}$	Força λ^3
Área λ^2	Velocidade $\lambda^{1/2}$	Massa λ^3
Volume λ^3	Aceleração 1	Trabalho λ^4
	Caudal $\lambda^{5/2}$	Potência $\lambda^{7/2}$

4.3. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

Para proceder ao estudo do funcionamento do descarregador procedeu-se à construção do seu modelo reduzido. O objectivo foi a criação de um modelo reduzido de um descarregador não convencional em degraus, totalmente escavado em rocha e sem revestimento posterior à escavação, tentando obter uma rugosidade suficientemente elevada que permita uma dissipação de energia eficaz, conjuntamente com o efeito dos degraus.

A instalação experimental, está situada no Laboratório de Hidráulica da Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. O canal descarregador foi construído essencialmente em betão. Para simular a rugosidade no protótipo, proveniente da escavação directa da rocha e não utilização de revestimento posterior, foram colocadas britas de dimensão adequada e forma irregular que, embebidas parcialmente na massa de betão, permitiram obter no final uma superfície de contacto com o escoamento com a acabamento requerido e que se pode ver na figura 35.



Figura 35 – Pormenor dos degraus e das paredes laterais do modelo reduzido, evidenciando a enorme rugosidade do canal descarregador.

Importa referir que a principal preocupação na elaboração deste modelo reduzido passou pelo canal descarregador propriamente dito. A estrutura de alimentação do descarregador bem como a estrutura de recolha dos caudais a jusante foram realizadas com reservatórios de perspex que se podem ver na figura 36, as quais apenas tem por finalidade permitir o funcionamento do descarregador sem contudo pretender traduzir a situação real no protótipo a construir.

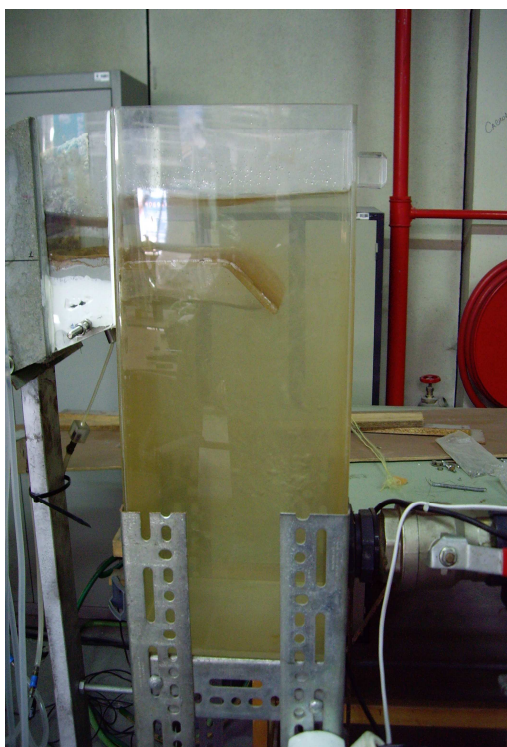


Figura 36 – Pormenor da estrutura de montante do descarregador (esquerda) e da estrutura de recolha de caudais a jusante (direita).

O modelo reduzido foi realizado à escala geométrica de 1:40 e traduz a essa escala as características dimensionais do protótipo em estudo. Na realidade o descarregador terá um desnível, entre o patamar do primeiro degrau e a soleira descarregadora a jusante, de 40.20m, desnível vencido através de 26 degraus, com altura e comprimento no sentido de escoamento de 1.54m e 4.0m, respectivamente. A secção do canal descarregador era suposta não ser constante, diminuindo a sua largura progressivamente desde o início do descarregador até metade da sua extensão, mantendo-se depois constante até à secção de entrada na soleira descarregadora. O cumprimento das dimensões do projecto levará a 6.0m de largura na extremidade do degrau 1 e a 2.40m na extremidade do degrau 13, largura que se manterá até ao final do canal descarregador. Foi então construído um modelo do descarregador cujo canal descarregador tem uma inclinação de 1V:2,6H (21,16° aproximadamente). A altura desde a crista do descarregador até à soleira do canal de jusante (Hv) é 100,7 cm. O canal descarregador comporta 26 degraus, cuja altura (hd) foi projectada para 3,85 cm, no entanto, para efeitos de cálculo usou-se o valor 3,87 cm (100,7/26), devido às imperfeições construtivas. O canal é constituído por dois troços distintos, o primeiro com secção convergente, de largura compreendida entre os 15 e os 6 cm (degrau 1 a 13) e o segundo troço de secção constante e igual a 6 cm (degrau 14 a 26).

No quadro 2 estão resumidas as características geométricas do modelo e protótipo.

Quadro 2 – Resumo das características do modelo experimental e do protótipo.

Característica	Modelo reduzido	Protótipo
Escala	1:40	1:01
Altura do descarregador	1,007 m	40,20 m
Altura do degrau	0,0385 m	1,54 m
Largura do degrau	0,06 a 0,15 m	2,4 a 6,0 m
Declive	1V:2,6H (21,16°)	1V:2,6H (21,16°)

A instalação funciona em circuito fechado. A alimentação do descarregador é feita através de um reservatório colocado a um nível superior, o qual por sua vez, recebe através de um grupo de bombas, a água descarregada a jusante e que é recolhida no reservatório inferior. As duas bombas disponíveis para elevação de caudais podem trabalhar simultaneamente ou em separado de acordo com o caudal requerido no ensaio a realizar. Várias válvulas permitem a regulação de caudais para os valores requeridos. Na figura 37 podem ver-se os reservatórios referidos.

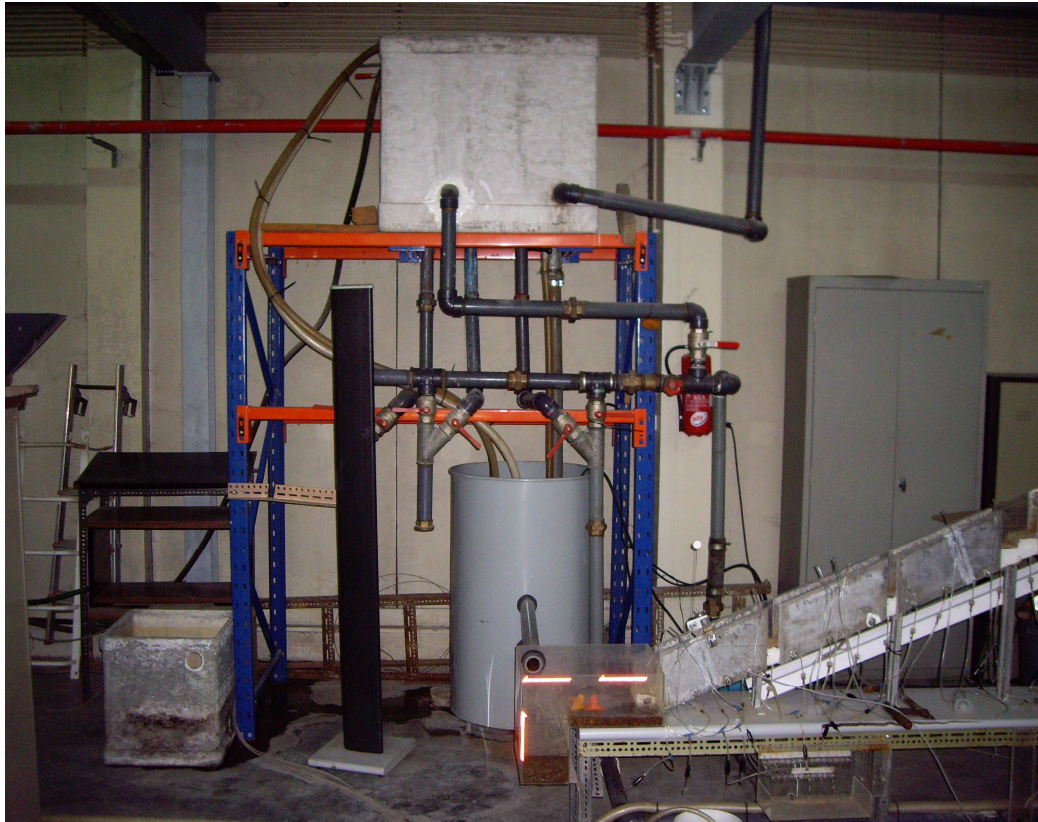


Figura 37 – Sistema de alimentação onde figuram os dois reservatórios e o sistema de circulação de água.

Apresentam-se seguidamente algumas fotografias da instalação experimental.

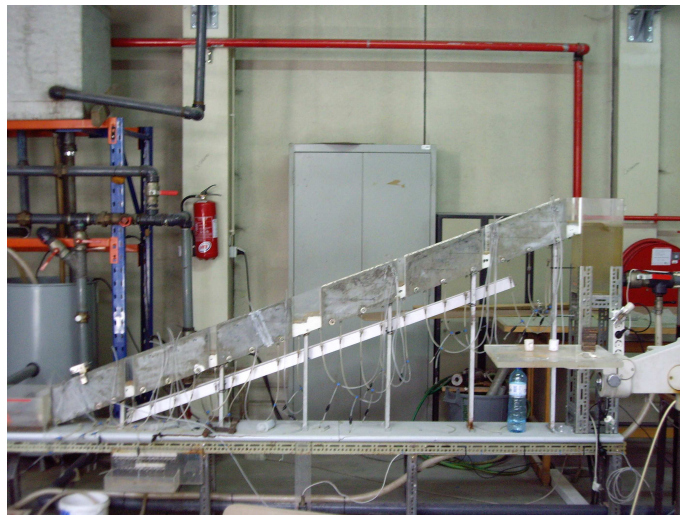


Figura 38 – Aspecto do modelo reduzido construído.

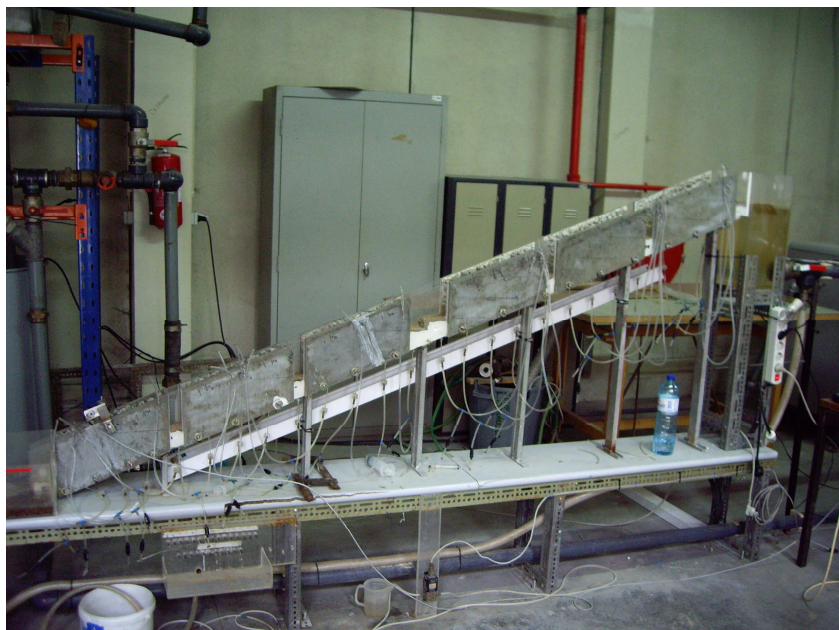


Figura 39 – Mais uma perspectiva do modelo reduzido.

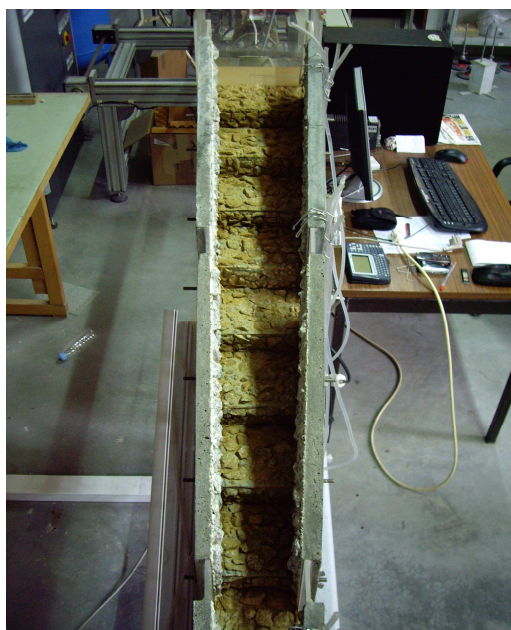


Figura 40 – Troço convergente do modelo reduzido.

4.4. EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO E SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

O estudo das características dos escoamentos no descarregador exigiu a medição de alturas de água nos diferentes degraus para valores de diferentes caudais. Assim foi necessário dispor de equipamentos e dispositivos de medição destas duas grandezas, bem como de um sistema de aquisição e tratamento dos dados recolhidos.

4.4.1. MEDIÇÃO DE CAUDAIS

A medição dos caudais debitados foi efectuada através de um dispositivo de medição de caudais electromagnético instalado nos tubos de adução de água ao canal descarregador, de marca Fisher & Porter, modelo MAG-XE, que se mostra na figura 41 e que embora permitisse a leitura directa, no seu visor, dos caudais escoados, foi ligado ao sistema de aquisição de dados que será descrito mais adiante. Para verificação do bom funcionamento do aparelho e para possibilidade de utilização do sistema de aquisição de dados foi feita a sua calibração. Esta foi feita por comparação do sinal de saída do equipamento com a medição directa do valor dos volumes escoados em determinados intervalos de tempo. Para esse fim foi usado o reservatório calibrador existente no Laboratório de Hidráulica Recursos Hídricos e Ambiente e um cronómetro que permitiu fazer a requerida calibração, figura 42. Em anexo apresentam-se os resultados da calibração bem como a respectiva curva que foi usada nas medições realizadas.

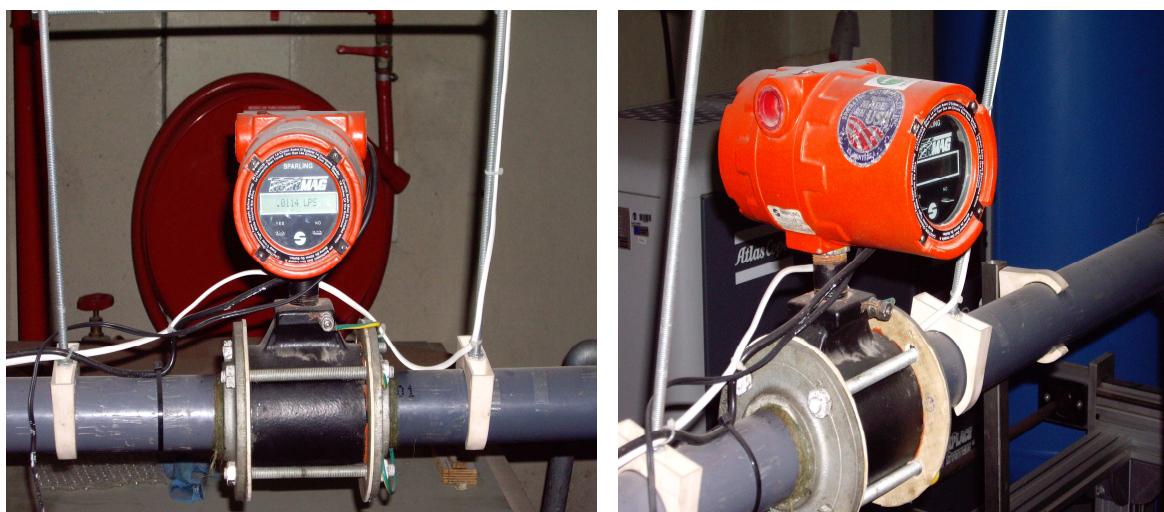


Figura 41 – Dispositivo de medição de caudais utilizado.



Figura 42 – Reservatório calibrador utilizado.

4.4.2. MEDIÇÃO DE ALTURAS DE ÁGUA

Como já foi referido anteriormente, o estudo experimental exige a medição de alturas de água, que permitirão analisar o desenvolvimento do escoamento e obter valores de velocidades médias em várias secções do escoamento.

Foram considerados dois métodos para avaliação de alturas de água nos escoamentos, tendo as circunstâncias e as características obrigado a utilizar apenas um deles. Em primeiro lugar foi feita a medição de pressões hidrostáticas através de piezómetros colocados em várias secções do escoamento e numa segunda fase, a medição de alturas de água por meio da detecção das posições de um flutuador colocado nas secções do escoamento.

4.4.2.1. Medição de Pressões

Com o objectivo de medir alturas de água nas diferentes secções do escoamento o modelo do descarregador foi provido de tubos piezométricos. Estes tubos foram ligados a tomadas de pressão situadas no centro geométrico dos patamares dos degraus. Foram executadas tomadas de pressão com tubos de material plástico de diâmetro 1.6 mm que ficaram embebidos no betão durante a execução do modelo e que foram, posteriormente ligados a tubos piezométricos. Seria assim possível a obtenção de valores de pressões nesses pontos e consequentemente das correspondentes alturas de água. Na figura 43 são mostrados os referidos piezómetros.

A obtenção de alturas de água podia ser feita de forma directa por medição da altura de água no piezómetro em relação ao nível do patamar do degrau correspondente ou para maior comodidade, utilizando um transdutor de pressão que registando os valores instantâneos dessas pressões num determinado intervalo de tempo permitiria obter valores médios e respectivas flutuações desses mesmos valores.

O transdutor de pressão utilizado neste trabalho seria um transdutor diferencial da marca Validyne, modelo P305, trabalhando numa gama de pressões da ordem dos 5,60 cm.c.a. a 88 cm.c.a (ou 0,08 psi a 0,125 psi), com erro máximo de $\pm 0,5\%$, que se mostra na figura 43. O transdutor foi posicionado na estrutura de suporte do descarregador, devendo manter-se aí fixado durante a realização de todos os ensaios.

Sendo um transdutor diferencial registaria diferenças de pressões., pelo que foi necessário estabelecer uma referência para as medições a realizar. Essa referência foi conseguida através de uma tomada de pressão numa proveta colocada, num suporte (carrinho) móvel, munido de uma plataforma com possibilidade de ser fixada a vários níveis de valor conhecido e, contendo no seu interior, um determinado volume de água a que correspondia uma altura igualmente conhecida. A possibilidade de colocar esta proveta a níveis variáveis permitia ter o transdutor, fixo em determinada posição, a trabalhar sempre dentro da sua gama de utilização. Na figura 44 é mostrada a tomada de pressões de referência e o carrinho de suporte.

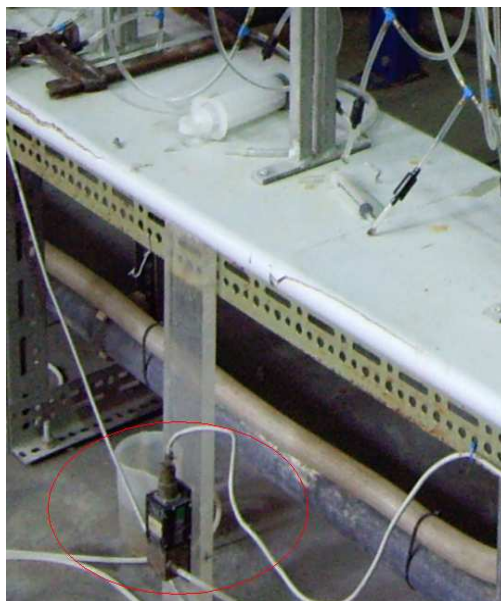


Figura 43 – Transdutor de pressão utilizado.



Figura 44 – Pormenor do carrinho móvel com o tubo do nível de referência.

O transdutor foi objecto de uma calibração estática prévia, através de uma célula de carga munida de dois tubos com possibilidade de conter água a diferentes níveis e ligados ao transdutor de pressão diferencial tal como é mostrado na figura 45. O processo de calibração consiste em manter um dos tubos com nível de água constante enquanto que o nível de água do outro vai sendo variado. Os limnímetros colocados em cada um dos tubos permitem, através das suas escalas munidas de nónios, avaliar as alturas de água neles contidas com uma precisão de centésimo de milímetro. O transdutor

estava por sua vez ligado a um sistema de aquisição de dados que permitia registar para cada medição a diferença de potencial correspondente ao sinal do mesmo transdutor. Um ajuste linear dos pares de valores: diferença de alturas de água – diferença de potencial do sinal de saída do transdutor, permitiu obter a curva de calibração requerida para as futuras medições.

A utilização das tomadas de pressão acima descritas, para determinação de alturas de água no escoamento encontrou vários problemas, tais como a frequente necessidade de purgar os circuitos de medida, o entupimento das tomadas de pressão e, sobretudo o risco de obtenção de resultados incorrectos devido à posição das tomadas nos degraus.

O facto de as características do escoamento com arrastamento de bolhas de ar na maior parte dos caudais testados causar a introdução de ar nos circuitos de tubos piezométricos com muita frequência, tornou a sua solução morosa e nem sempre eficaz. Igualmente o arrastamento pelo escoamento de partículas sólidas causava igualmente entupimentos nem sempre fáceis de detectar. Relativamente à posição das tomadas de pressão dever-se-á dizer que não será a mais conveniente, sobretudo para os caudais mais elevados. A forma como se desenvolvem os escoamentos, sobretudo para os caudais de valor mais elevado faz com que a incidência dos jactos de água vindos dos degraus anteriores se faça sobre a tomada de pressão originando medidas erróneas. Uma colocação diferente dessas tomadas ou a existência de tomadas de pressão em cada degrau em posições diferentes, teria evitado ou pelo menos minimizado os problemas nas medições.

Assim, apesar dos esforços dispendidos, dado o tempo disponível para os ensaios ser pouco foi decidido optar por outro método de medição que a seguir se apresenta.

Os valores da diferença de altura de água - diferença de potencial do sinal de saída do transdutor, assim como a Lei de Tendência linear estão representadas em anexo.



Figura 45 – Célula de carga utilizada na calibração do transdutor de pressão diferencial.

4.4.2.2. Flutuador/Potenciómetro

A metodologia utilizada foi a medição de níveis de água utilizando um corpo capaz de flutuar na água ligado a um potenciómetro capaz de transmitir um sinal relacionado com a posição do corpo flutuante a ele ligado. O material utilizado para realização do flutuador foi o poliestireno (vulgo esferovite) obtido a partir de placas do mesmo material. Com a ajuda de um tubo aquecido foi relativamente simples obter um flutuador de forma cilíndrica de diâmetro 2.5cm, como se pode observar na figura 46.



Figura 46 – Flutuador em poliestireno.

O flutuador foi fixo a uma vareta que passa pelo seu centro de gravidade à qual na extremidade oposta foi ligada ao eixo de um potenciómetro e todo o conjunto solidarizado de forma a poder ser fixo na instalação experimental em estudo, tal como se pode ver na figura 47. Diferentes posições do flutuador correspondem a diferentes posições angulares da vareta com ele solidária e a diferentes posições do potenciómetro, as quais originam diferentes valores da resistência nele incorporada. A ligação deste potenciómetro a uma placa de aquisição de dados permitirá registar o valor da diferença de potencial em cada instante a qual variará com a posição do referido flutuador. Assim uma calibração do sistema para cada posição de utilização permitirá a avaliação dos níveis de água para essas mesmas posições de medida, desde que se tenha feito uma calibração adequada do sistema.

A utilização do processo obriga à prévia calibração do sistema. Esta foi realizada a seco com a ajuda de pequenas placas de madeira com espessura conhecida. Para calibrar o aparelho de medição, ajustaram-se os adaptadores metálicos às paredes do descarregador no degrau 13, degrau utilizado como referência para os restantes, excepto os degraus 1 e 2 que tiveram uma calibração própria. De facto, a calibração implica a escolha de um plano fixo para o ajuste dos adaptadores, de modo a manter constantes as condições de instalação para medição, nomeadamente as dimensões A , D e $d/2$, cujo significado é explicado na figura 48. A constante D , representa o comprimento da vareta de suporte do flutuador, A , a altura entre a soleira do degrau, onde serão executadas as medições, e o centro de rotação do eixo do potenciómetro e $d/2$ representa o raio do flutuador. A variável y representa a altura de elevação do flutuador desde a soleira do degrau à base do poliestireno e α representa o ângulo formado pela vareta em relação à perpendicular em relação à soleira do degrau, superfície onde se pretendem fazer as medições. A mudança de condições de fixação do sistema de medida em relação à

superfície de medição traduzem-se em diferentes valores de A e eventualmente D e consequentemente obrigarão a nova calibração.



Figura 47 – Pormenor do conjunto descrito. Em cima e à esquerda o conjunto completo com pormenor para os adaptadores metálicos ajustáveis, em cima e à direita pormenor do botão de rádio que liga a vareta ao potenciómetro e em baixo o pormenor do potenciómetro e seu cabo de ligação à placa de aquisição de dados.

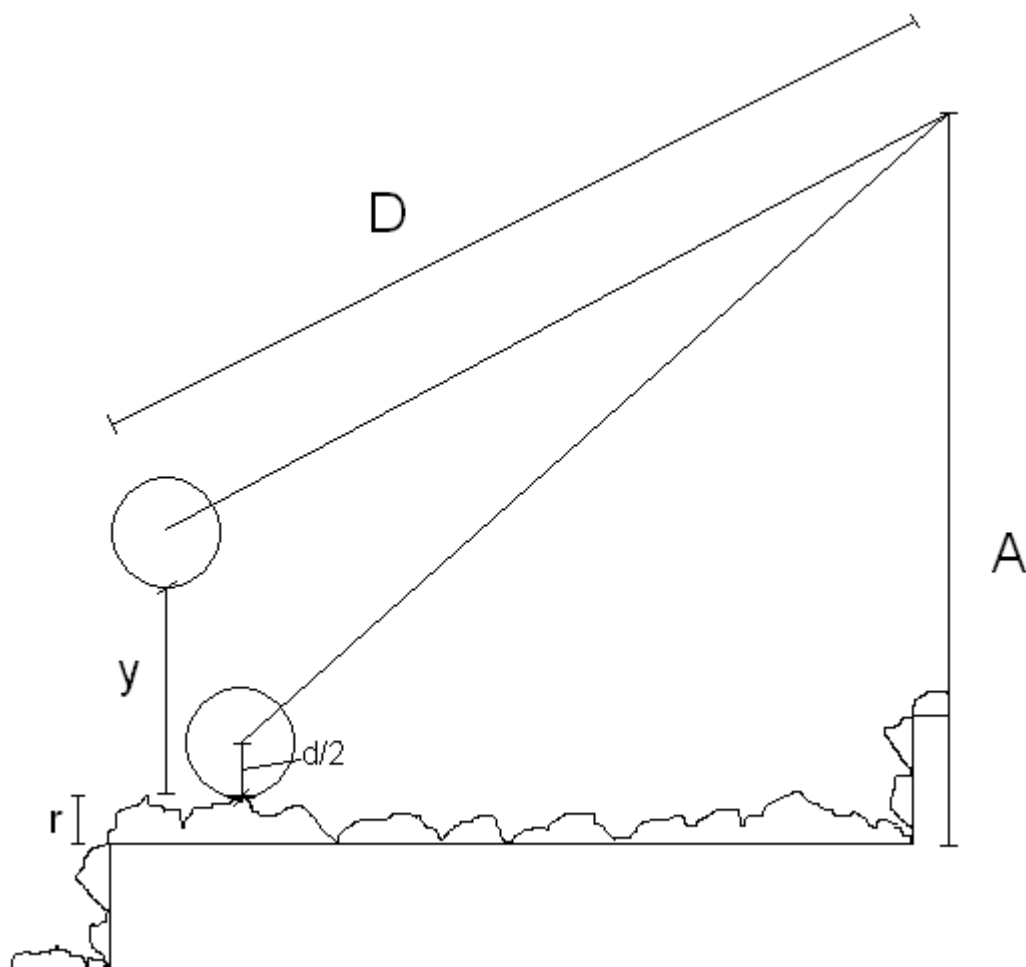


Figura 48 – Significado dos termos que envolvem a calibração do aparelho de medição.

A calibração do dispositivo de medida e os valores das constantes a utilizar nas calibrações são apresentados em anexo.

O método de calibração consistiu em colocar os adaptadores ajustados á parede do descarregador de modo que o flutuador assentasse na soleira do degrau, a uma distância do espelho desse degrau sempre constante. Fez-se a leitura do sinal emitido pelo potenciómetro e de seguida foram sucessivamente colocadas placas de madeira de espessura conhecida. Tendo em atenção que estas placas assentam sobre as rugosidades existentes no degrau do descarregador, r , foi ainda adicionado o valor de 5 mm ao valor da espessura das placas utilizadas em cada caso. Foram efectuadas medições do sinal para cada placa introduzida, sendo que um determinado sinal corresponde sempre a um ângulo formado entre a vareta e o plano vertical. Contudo, a leitura do ângulo α não é directa o que obriga a cálculos auxiliares para obtenção desse valor. A cada placa de madeira que é colocada corresponde um incremento de altura y . Ao valor de y , adicionado dos 5 mm acima referidos e do valor de $d/2$, podendo escrever-se que:

$$\cos \alpha = \frac{A - (y + d / 2 + r)}{D} \quad (61)$$

Obtido o co-seno do ângulo chegamos ao valor de α através de um cálculo simples e directo. O valor deste ângulo varia linearmente com o sinal obtido em volts. Através de um ajuste por regressão linear obtemos a função de calibração: $\alpha = f$ (diferença de potencial) que nos permite converter o sinal lido em volts para diferentes ângulos, α , expresso em radianos. Colocado o flutuador no escoamento no ponto de medição pretendido o registo dos valores de diferença de potencial correspondentes ao sinal de saída do potenciômetro serão facilmente convertidos em ângulos α e correspondentes valores de alturas de água.

Repare-se que o plano utilizado para o ajuste dos adaptadores metálicos às paredes de betão é um plano paralelo à inclinação do descarregador, pelo menos do degrau 4 a 26. O facto de o único plano que pode ser utilizado para a calibração do degrau 1 e 2 ser o plano paralelo à horizontal, implica a alteração do valor de A e por sua vez obriga a uma calibração própria para cada um destes degraus. O método de calibração usado nestes dois degraus foi exactamente o mesmo usado para os restantes, apenas o valor de A se altera com consequências na recta de calibração, que obrigatoriamente será diferente.

Feita a calibração do sistema, e dado que esta foi feita sem água, a sua aplicação nas medições de alturas de água nos escoamentos, durante os testes, obrigou, contudo, a ter em conta o comportamento do flutuador do sistema quando posto no escoamento. Teve-se em conta que parte do flutuador fica submersa, y_a . Assim, e para determinação dessa porção, colocou-se o sistema de medida com o flutuador num pequeno reservatório com água e verificou-se que 7 mm de altura do flutuador submergiam, pelo que nos cálculos dos valores da altura de água se considerou a expressão de co-seno de α dada por:

$$\cos \alpha = \frac{A - (y + d/2 - y_a)}{D} \quad (62)$$

Os degraus 3, 11, 15, 16 e 24 não foram medidos uma vez que para esse efeito os adaptadores de fixação tinham de ser colocados nas intersecções entre as paredes de betão e as janelas de perspex, impossibilitando a estabilidade do aparelho de medição.

A figura 49 ilustra o aparelho de medição em funcionamento.

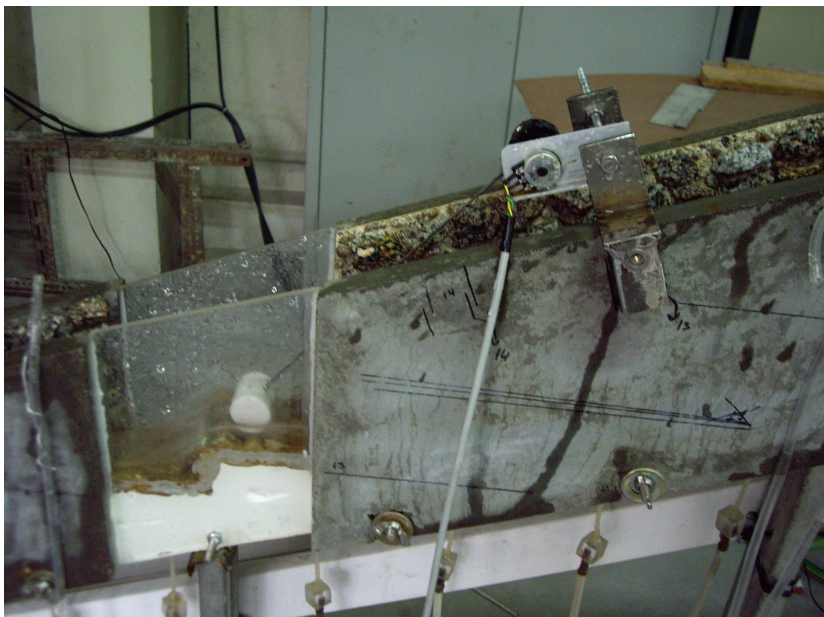


Figura 49 – Aparelho de medição em funcionamento.

4.4.3. SISTEMA DE AQUISIÇÃO E TRATAMENTO DE DADOS

Foi utilizado um dos sistemas de aquisição de dados existente no Laboratório de Hidráulica constituído por uma placa de aquisição de dados da National Instruments NI USB-6009, com capacidade para registar 32 canais em simultâneo e um computador Intel® Pentium® CPU 3.00 GHz, apresentado na figura 50.

Foram igualmente usados os programas de aquisição existentes., no mesmo Laboratório.

Os sinais de saída correspondentes ao medidor electromagnético de cauda e ao dispositivo de medição de alturas de água foram ligados a dois dos canais da placa acima referida.

A taxa de aquisição de dados foi ajustada às características do escoamento sendo o valor adoptado de 10 aquisições por segundo. A dimensão das amostras considerada foi de 500 dados, valor que após vários testes se considerou ser suficiente para obtenção de estabilidade nos resultados.

Dos resultados das medições relativas a cada posição de medição considerada, foram extraídos os respectivos valores médios e os correspondentes valores das flutuações traduzidos pelo valor do seu desvio padrão, normalmente designado por valor R.M.S.



Figura 50 – Placa de aquisição de dados.

4.5. CONDIÇÕES DE TESTE

A gama de caudais medidos bem como os valores correspondentes no protótipo, utilizando a semelhança de Froude apresenta-se no quadro 3. O valor máximo de caudal que se pode obter com a instalação descrita ronda os 2,32 l/s ou 0,00232 m³/s, o que corresponde a um caudal de 23,48 m³/s no protótipo.

O quadro 4 faz a compilação dos caudais ensaiados e respectivos caudais específicos no modelo em cada degrau e pretende elucidar a vasta gama de valores dos mesmos, inclusive caudal específico máximo e mínimo.

Quadro 3 – Valores dos caudais no modelo experimental e no protótipo.

Característica	Modelo reduzido	Protótipo
Caudal	0,00025 a 0,00232 m ³ /s	2,53 a 23,48 m ³ /s
Caudal específico	0,00185 a 0,03867 m ³ /s/m	0,47 a 9,78 m ³ /s/m

Quadro 4 – Compilação de caudais (l/s e m³/s) e caudais específicos (m³/s/m) experimentados.

	Caudais									
	0,25 l/s	0,50 l/s	0,82 l/s	1,05 l/s	1,24 l/s	1,49 l/s	1,69 l/s	1,92 l/s	2,17 l/s	2,32 l/s
Degrau	0,0003	0,0005	0,0008	0,0011	0,0012	0,0015	0,0017	0,0019	0,0022	0,0023
1	0,0019	0,0037	0,0061	0,0078	0,0092	0,0110	0,0125	0,0142	0,0161	0,0172
2	0,0019	0,0039	0,0064	0,0082	0,0096	0,0116	0,0131	0,0149	0,0169	0,0180
3	0,0021	0,0041	0,0067	0,0086	0,0102	0,0122	0,0138	0,0157	0,0178	0,0190
4	0,0022	0,0043	0,0071	0,0091	0,0107	0,0129	0,0146	0,0166	0,0188	0,0201
5	0,0023	0,0046	0,0075	0,0096	0,0114	0,0137	0,0155	0,0176	0,0199	0,0213
6	0,0024	0,0049	0,0080	0,0102	0,0121	0,0145	0,0165	0,0187	0,0212	0,0226
7	0,0026	0,0052	0,0085	0,0109	0,0129	0,0155	0,0176	0,0200	0,0226	0,0242
8	0,0028	0,0056	0,0092	0,0117	0,0139	0,0166	0,0189	0,0215	0,0242	0,0259
9	0,0030	0,0060	0,0099	0,0127	0,0149	0,0180	0,0204	0,0231	0,0262	0,0280
10	0,0033	0,0065	0,0107	0,0137	0,0162	0,0195	0,0221	0,0251	0,0284	0,0304
11	0,0036	0,0072	0,0117	0,0150	0,0177	0,0213	0,0242	0,0275	0,0310	0,0332
12	0,0039	0,0079	0,0129	0,0166	0,0196	0,0235	0,0267	0,0303	0,0342	0,0366
13	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
14	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
15	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
16	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
17	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
18	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
19	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
20	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
21	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
22	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
23	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
24	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
25	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387
26	0,0042	0,0083	0,0137	0,0175	0,0207	0,0248	0,0282	0,0320	0,0362	0,0387

5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS OBTIDOS

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

No presente capítulo far-se-á uma compilação dos resultados experimentais obtidos, nos ensaios levados a cabo no descarregador em estudo. Paralelamente à apresentação dos resultados far-se-á uma análise crítica dos mesmos, permitindo desta forma ajudar a entender os vários factores intervenientes no escoamento de descarregadores de cheias em degraus, no caso particular, escavado em rocha e sem revestimento. Os resultados obtidos serão comparados com os resultados sugeridos pelos diversos autores que constam na revisão bibliográfica realizada no capítulo 3. Será prestada a devida atenção às condições de aplicabilidade das fórmulas utilizadas, uma vez que cada autor apresenta estudos em modelo reduzido realizadas em diferentes condições e os resultados obtidos em condições distintas do modelo a ser estudado nesta tese.

Será com base no que foi exposto no parágrafo anterior que se procura determinar critérios para a definição dos limites dos regimes de escoamentos, alturas de água ao longo do canal descarregador, velocidades do escoamento e análise da dissipação de energia.

5.2. CARACTERIZAÇÃO DO ESCOAMENTO. REGIMES DE ESCOAMENTO PARA OS CAUDAIS TESTADOS

A caracterização dos regimes de escoamento ocorridos foi feita através de observação visual. Os caudais ensaiados em todo o trabalho realizado foram 0,25 l/s, 0,50 l/s, 0,82 l/s, 1,05 l/s, 1,24 l/s, 1,49 l/s, 1,69 l/s, 1,92 l/s, 2,17 l/s e 2,32 l/s. Tendo em atenção as características dos regimes de escoamento referidas no capítulo 3, como escoamento em quedas sucessivas (EQS), escoamento deslizante em turbilhões (EDT) e escoamento de transição (TRA), far-se-á para cada caudal considerado as análises e respectivo enquadramento em cada um desses tipos de escoamento. Por simplificação, doravante serão utilizadas as siglas EQS, EDT e TRA quando for referido o regime de escoamento considerado.

A observação dos escoamentos permitiu concluir que do caudal 0,25 l/s ao caudal 1,05 l/s apenas se verifica EQS e, eventualmente, escoamento de transição. Devido à dificuldade em distinguir visualmente o que seria escoamento em quedas sucessivas com impacto parcial do jacto e escoamento de transição ou mesmo distinguir o que seria escoamento de transição e escoamento deslizante sobre turbilhões, apenas será mencionado o degrau onde claramente se regista a passagem de EQS para EDT. Um dos factos que dificultou a visualização em pormenor dos regimes de escoamentos foi a realização das paredes laterais em betão, limitando as zonas transparentes que permitissem uma visão

lateral dos acontecimentos, nomeadamente formação de vórtices e do pseudo-fundo. A partir do caudal 1,24 l/s, inclusive, o escoamento observado foi EQS nos primeiros degraus, mais a montante, e EDT nos restantes degraus mais a jusante, à medida que a secção do descarregador se vai estreitando. Com o aumento do caudal escoado verificou-se que a transição de EQS para EDT se processa mais para montante. Assim, por ordem crescente de caudais observou-se EDT a partir do degrau 13 (1,24 l/s), degrau 11 (1,49 l/s), degrau 9 (1,69 l/s), degrau 8 (1,92 l/s), degrau 6 (2,17 l/s) e degrau 5 (2,32 l/s). Simplificadamente, podemos dizer que do caudal mínimo testado ao caudal 1,05 l/s, regista-se EQS em todos os degraus e nos caudais superiores a este, temos EQS nos primeiros degraus seguido de EDT nos restantes degraus mais a jusante, com início nos degraus anteriormente referidos.

A figura 51 mostra fotografias com uma panorâmica lateral da ocorrência de EDT e EQS, na janela realizada em perspex, correspondente aos degraus 13 e 14.



Figura 51 – À esquerda EDT (caudal 1,92 l/s) e à direita EQS (caudal 0,25 l/s), nos degraus 13 e 14.

Como já foi referido no capítulo 3, Yasuda et al. (2001), Chanson & Toombes (2004) e Pinheiro e Fael (2006) apresentaram propostas para a determinação dos limites de ocorrência dos regimes de escoamento, propostas que relacionam o declive fictício formado pelas arestas dos degraus, hd/ld , com a razão entre a altura crítica de escoamento e a altura do degrau, hc/hd . As equações 27 e 28 aplicam-se para canais com declive inferior a 55° , a equação 29 aplica-se a declives compreendidos entre $3,4^\circ$ e $59,1^\circ$ enquanto a equação 30 se aplica a declives compreendidos entre $3,4^\circ$ e $55,0^\circ$. As equações 30 e 31, apresentadas por Pinheiro e Fael foram testadas para declives 1:5, 1:4, 1:3 e 1:2. Nas figuras 52 e 53 estão representadas as curvas de valores teóricos obtidas por aplicação das fórmulas dos autores citados, assim como os resultados obtidos para o modelo estudado, caso essas propostas fossem aplicadas ao mesmo.

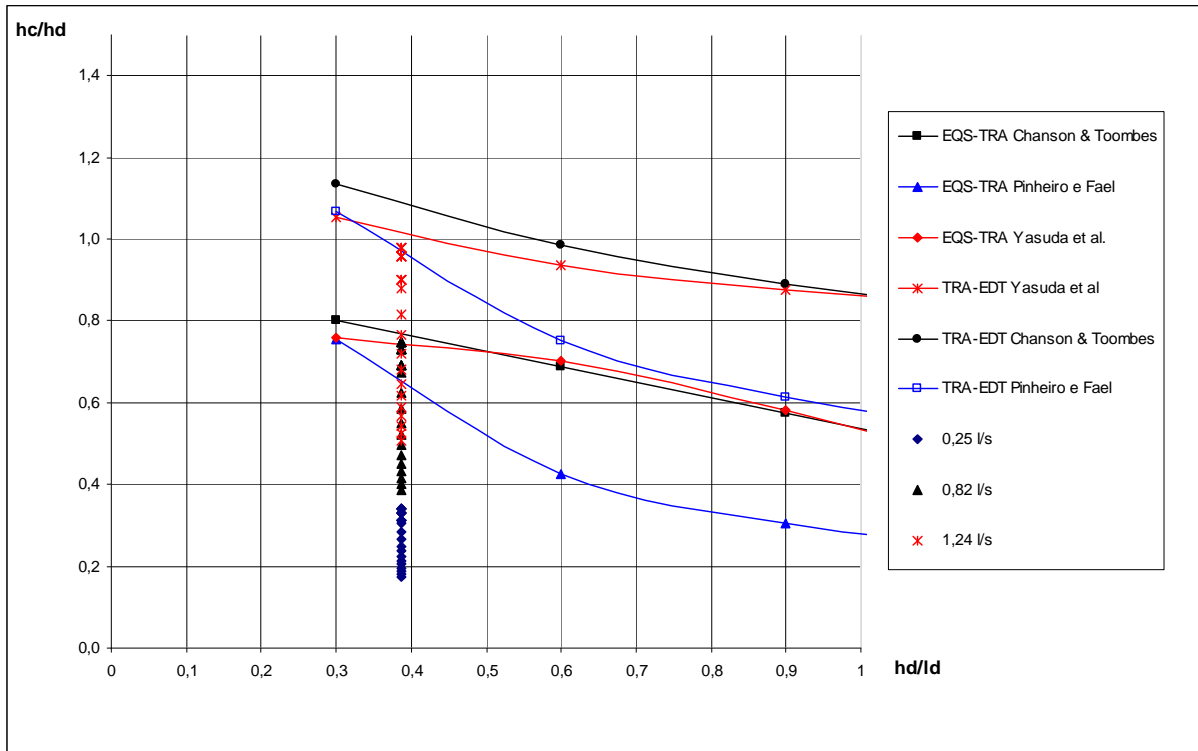


Figura 52 – Regimes de escoamentos dos caudais ensaiados.

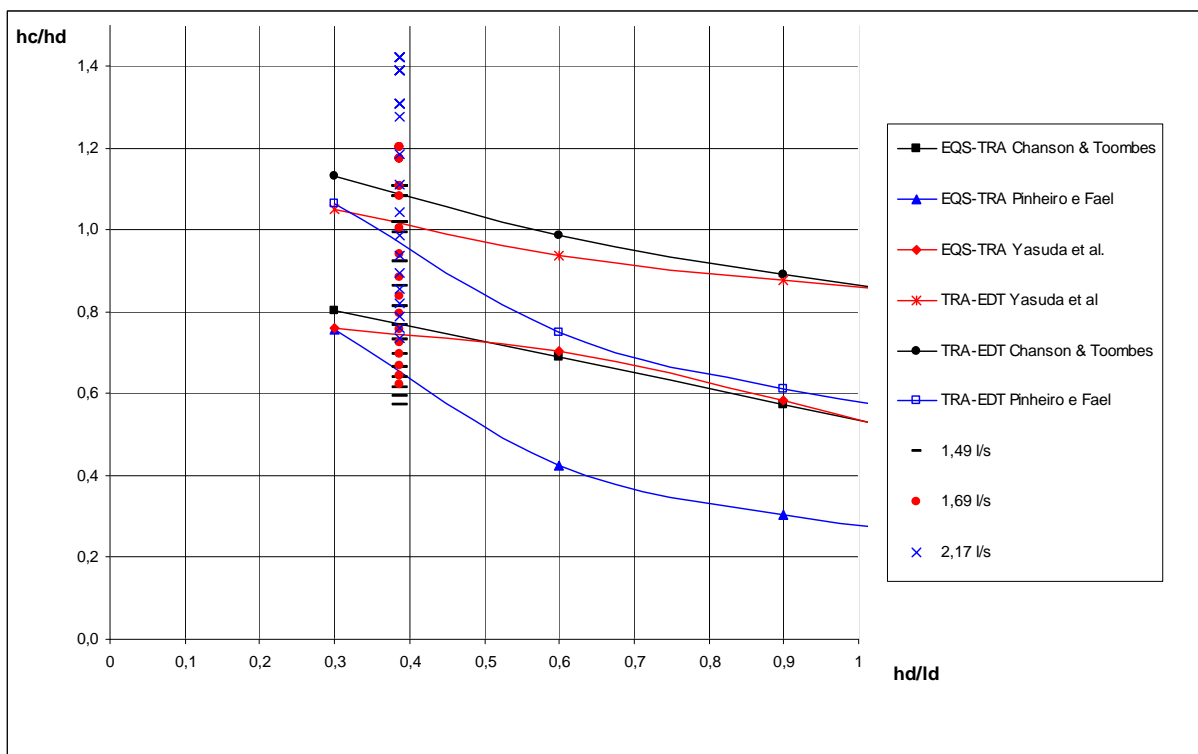


Figura 53 – Regimes de escoamentos dos caudais ensaiados.

O quadro 5 mostra os valores da altura crítica, degrau a degrau, para todos os caudais ensaiados. O quadro 6 engloba os valores de h_c/h_d obtidos para cada caudal ensaiado em todos os degraus, enquanto o quadro 7 evidencia os valores de h_c/h_d que correspondem aos limites de ocorrência dos regimes de escoamento. Os resultados destacados a vermelho representam os valores medidos em escoamento deslizante sobre turbilhões, indicação usada até ao final deste trabalho.

Quadro 5 – Valores da altura crítica.

Degrau	h_c (m)									
1	0,007	0,011	0,015	0,018	0,020	0,022	0,024	0,026	0,029	0,030
2	0,007	0,011	0,016	0,018	0,020	0,023	0,025	0,027	0,030	0,031
3	0,007	0,012	0,016	0,019	0,021	0,024	0,026	0,028	0,031	0,032
4	0,008	0,012	0,017	0,020	0,022	0,025	0,027	0,030	0,032	0,034
5	0,008	0,013	0,017	0,021	0,023	0,026	0,028	0,031	0,033	0,035
6	0,008	0,013	0,018	0,022	0,024	0,027	0,030	0,032	0,035	0,037
7	0,009	0,014	0,019	0,023	0,025	0,029	0,031	0,034	0,037	0,038
8	0,009	0,014	0,020	0,024	0,027	0,030	0,033	0,036	0,039	0,040
9	0,010	0,015	0,021	0,025	0,028	0,032	0,035	0,038	0,041	0,043
10	0,010	0,016	0,023	0,027	0,030	0,034	0,037	0,040	0,043	0,045
11	0,011	0,017	0,024	0,029	0,032	0,036	0,039	0,043	0,046	0,048
12	0,012	0,019	0,026	0,031	0,034	0,039	0,042	0,046	0,050	0,052
13	0,013	0,020	0,028	0,033	0,037	0,042	0,046	0,050	0,054	0,057
14	0,013	0,020	0,028	0,033	0,037	0,042	0,046	0,050	0,054	0,057
15	0,013	0,020	0,028	0,033	0,037	0,042	0,046	0,050	0,054	0,057
16	0,013	0,020	0,028	0,033	0,037	0,042	0,046	0,050	0,054	0,057
17	0,013	0,020	0,028	0,033	0,037	0,042	0,046	0,050	0,054	0,057
18	0,013	0,021	0,029	0,034	0,038	0,043	0,047	0,051	0,055	0,058
19	0,013	0,021	0,029	0,034	0,038	0,043	0,047	0,051	0,055	0,058
20	0,013	0,021	0,029	0,034	0,038	0,043	0,047	0,051	0,055	0,058
21	0,013	0,021	0,029	0,034	0,038	0,043	0,047	0,051	0,055	0,058
22	0,013	0,021	0,029	0,034	0,038	0,043	0,047	0,051	0,055	0,058
23	0,012	0,019	0,027	0,031	0,035	0,040	0,043	0,047	0,051	0,053
24	0,012	0,019	0,027	0,031	0,035	0,040	0,043	0,047	0,051	0,053
25	0,012	0,019	0,027	0,031	0,035	0,040	0,043	0,047	0,051	0,053
26	0,012	0,019	0,027	0,031	0,035	0,040	0,043	0,047	0,051	0,053
	0,25 l/s	0,50 l/s	0,82 l/s	1,05 l/s	1,24 l/s	1,49 l/s	1,69 l/s	1,92 l/s	2,17 l/s	2,32 l/s

Quadro 6 – Valores de hc/hd obtidos para todos os caudais ensaiados.

Degrau	Caudais (l/s)									
	0,25	0,50	0,82	1,05	1,24	1,49	1,69	1,92	2,17	2,32
	hc/hd	hc/hd	hc/hd	hc/hd	hc/hd	hc/hd	hc/hd	hc/hd	hc/hd	hc/hd
1	0,175	0,278	0,3873	0,4567	0,506	0,572	0,622	0,678	0,735	0,769
2	0,182	0,288	0,4011	0,4730	0,524	0,593	0,645	0,702	0,761	0,796
3	0,189	0,299	0,4162	0,4908	0,544	0,615	0,669	0,728	0,790	0,826
4	0,196	0,311	0,4328	0,5104	0,566	0,640	0,696	0,757	0,822	0,859
5	0,204	0,324	0,4513	0,5321	0,590	0,667	0,725	0,790	0,857	0,896
6	0,214	0,339	0,4717	0,5563	0,617	0,697	0,758	0,825	0,896	0,936
7	0,224	0,356	0,4947	0,5834	0,647	0,731	0,795	0,866	0,939	0,982
8	0,236	0,374	0,5207	0,6141	0,681	0,769	0,837	0,911	0,989	1,034
9	0,249	0,396	0,5505	0,6491	0,720	0,813	0,885	0,963	1,045	1,093
10	0,265	0,421	0,5848	0,6896	0,765	0,864	0,940	1,023	1,110	1,161
11	0,283	0,449	0,6251	0,7371	0,817	0,924	1,005	1,094	1,187	1,241
12	0,305	0,484	0,6731	0,7937	0,880	0,995	1,082	1,178	1,278	1,336
13	0,331	0,526	0,7316	0,8627	0,956	1,081	1,176	1,280	1,389	1,452
14	0,331	0,526	0,7316	0,8627	0,956	1,081	1,176	1,280	1,389	1,452
15	0,331	0,526	0,7316	0,8627	0,956	1,081	1,176	1,280	1,389	1,452
16	0,331	0,526	0,7316	0,8627	0,956	1,081	1,176	1,280	1,389	1,452
17	0,331	0,526	0,7316	0,8627	0,956	1,081	1,176	1,280	1,389	1,452
18	0,340	0,539	0,7495	0,8838	0,980	1,107	1,204	1,311	1,423	1,488
19	0,340	0,539	0,7495	0,8838	0,980	1,107	1,204	1,311	1,423	1,488
20	0,340	0,539	0,7495	0,8838	0,980	1,107	1,204	1,311	1,423	1,488
21	0,340	0,539	0,7495	0,8838	0,980	1,107	1,204	1,311	1,423	1,488
22	0,340	0,539	0,7495	0,8838	0,980	1,107	1,204	1,311	1,423	1,488
23	0,313	0,496	0,6900	0,8136	0,902	1,020	1,109	1,207	1,310	1,370
24	0,313	0,496	0,6900	0,8136	0,902	1,020	1,109	1,207	1,310	1,370
25	0,313	0,496	0,6900	0,8136	0,902	1,020	1,109	1,207	1,310	1,370
26	0,313	0,496	0,6900	0,8136	0,902	1,020	1,109	1,207	1,310	1,370

Quadro 7 – Valores limites para a ocorrência de cada regime de escoamento.

Bibliografia	EQS-TRA	TRA-EDT
Yasuda et al	0,7502	1,0082
Chanson & Toombes	0,7703	1,0831
Pinheiro e Fael	0,6123	0,9377

Da análise dos resultados do quadro 6 e comparando com os limites do quadro 7, observamos que só existe passagem de EQS para escoamento de transição a partir do caudal 0,82 l/s, segundo a proposta de Pinheiro e Fael e só quando se aumenta o caudal para 1,05 l/s é que obtemos um escoamento de transição mais bem definido, dentro dos limites das três propostas estudadas. Teoricamente o regime deslizante sobre turbilhões ocorre pela primeira vez em caudais da ordem dos 1,24 l/s, segundo Pinheiro e Fael. Mais uma vez, a ocorrência de EDT só se torna consensual em caudais da ordem dos 1,69 l/s. Importa referir que através da análise dos resultados teóricos nunca se verifica a ocorrência de EDT na totalidade do canal, nem mesmo para o caudal máximo, ocorrendo apenas a partir dos degraus 7, 8 e 9, conforme se trate da proposta de Pinheiro e Fael, Yasuda et al ou Chanson & Toombes, respectivamente.

Da observação visual em laboratório resultam valores para os limites de ocorrência dos regimes de escoamento um pouco inferiores aos valores teóricos, como seria de esperar devido à enorme rugosidade da soleira e paredes laterais existentes em cada degrau. No entanto, os valores experimentais não andam longe dos teóricos, nomeadamente da proposta de Pinheiro e Fael. Comparativamente, os resultados observados e os resultados calculados através da proposta de Pinheiro e Fael aproximam-se bastante, embora se distanciem das restantes propostas. Regra geral, apenas um degrau separa a proposta de Pinheiro e Fael dos resultados observados, no que diz respeito à formação de escoamento deslizante sobre turbilhões. Os valores correspondem ao esperado, ou seja, limites inferiores aos valores das propostas teóricas, uma vez que a rugosidade elevada do modelo reduzido tenderá a atrasar a formação do regime de transição. Foi ainda registada a ocorrência de EDT para o caudal 1,05 l/s, porém, à entrada do degrau 14, uma das britas utilizadas na construção das paredes laterais estava um pouco mais saliente do que as restantes, perfazendo 3 cm de rugosidade, facto que alterou o escoamento nesta zona em particular, podendo ser responsável pela formação de EDT a jusante deste degrau. De facto, a partir deste caudal, o embate do escoamento no agregado que o autor mencionou, precipita uma subida brusca da altura de água e confere uma turbulência acrescida no degrau 14 e em alguns degraus a jusante deste. O efeito da alteração das características do escoamento referida foi impossível de determinar. Este tema será particularmente analisado mais adiante, aquando da análise dos resultados experimentais obtidos para as alturas de água do escoamento.

5.3. ALTURA DE ÁGUA DOS ESCOAMENTOS

Foram medidos, utilizando o procedimento descrito no capítulo 4, as alturas de água em cada degrau, para cada um dos caudais anteriormente referidos. Devido à variação de largura da secção do canal, nem sempre foi possível centrar o flutuador em cada degrau, evitando desta forma o efeito de parede. Na secção convergente, apenas se conseguiu centrar o flutuador aproximadamente, no entanto na segunda metade do canal essa tarefa não foi tão complicada uma vez que dispositivo de medição foi preparado para que o flutuador assumisse uma posição central em cada degrau.

De facto, estudos levados a cabo por Sanagiotto (2003) confirmam que as alturas de água podem sofrer incrementos a rondar os 12% para escoamentos não arejados quando medidos próximos das paredes laterais, sofrendo um agravamento muito significativo quando os escoamentos são arejados. Posto isto, o estudo do efeito de parede reveste-se de enorme relevância, nomeadamente na análise das alturas de água do escoamento e confirma a grande dificuldade de medição destes valores para escoamentos altamente arejados, como verificados em escoamento deslizante sobre turbilhões.

Os valores das alturas de água obtidos figuram no quadro 8 e na figura 54 a sua representação gráfica.

Nos degraus 3, 11, 15, 16 e 24 não foi possível realizar qualquer tipo de medição por impossibilidade técnica, ou seja, nestes degraus não foi possível garantir a estabilidade do dispositivo de medição, uma vez que os adaptadores metálicos teriam de ser colocados nas zonas onde existiam as janelas, acabando por deformar as mesmas devido à fragilidade do material em que foram executados. Desta forma, os adaptadores só podiam ser apertados ligeiramente, facto que originava deslocamentos do dispositivo de medição.

De um modo geral, após uma análise cuidada dos resultados foi notado que no troço convergente do canal a altura de água sofre acréscimos sucessivos de degrau para degrau, como seria de esperar visto que o estrangulamento do escoamento assim obriga. Para caudais em que o escoamento atinja o regime deslizante sobre turbilhões na zona convergente, o aumento da altura de água sucessivo deverá agravar, devido ao início do arejamento em consequência do afloramento da camada limite à superfície.

O decréscimo de altura de água no degrau 13 pode ser explicado pelo facto de este não possuir rugosidade, visto que as paredes laterais deste degrau foram totalmente realizadas em perspex e constituir a maior janela do modelo em estudo. À data da realização do modelo o objectivo da construção desta janela, particularmente maior do que as restantes, era permitir uma visualização mais alargada do escoamento na transição do canal convergente para o canal de secção constante. A ausência de rugosidade neste degrau implica um alargamento da secção que provoca a diminuição da altura de água.

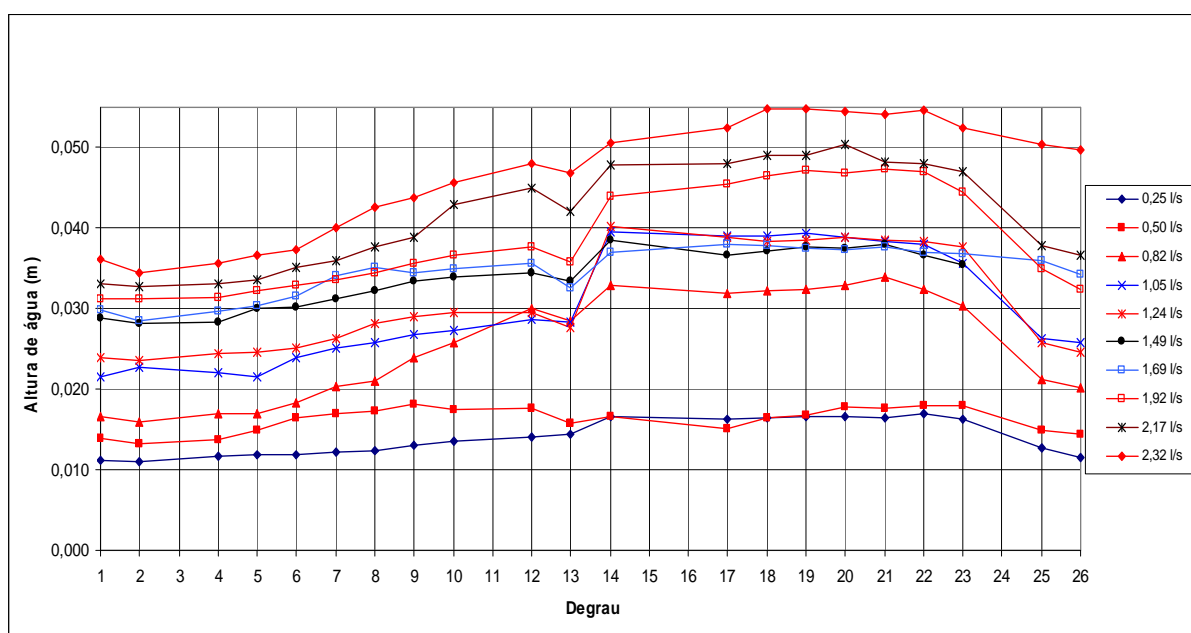


Figura 54 – Alturas de água obtidas para cada caudal.

Quadro 8 – Alturas médias de água obtidas para cada caudal.

Degrau	Alturas de água (m)									
	0,25 l/s	0,50 l/s	0,82 l/s	1,05 l/s	1,24 l/s	1,49 l/s	1,69 l/s	1,92 l/s	2,17 l/s	2,32 l/s
1	0,0113	0,0139	0,0166	0,0216	0,0239	0,0288	0,0299	0,0313	0,0330	0,0361
2	0,0111	0,0133	0,0160	0,0227	0,0236	0,0281	0,0286	0,0312	0,0327	0,0345
3	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
4	0,0117	0,0138	0,0170	0,0220	0,0244	0,0284	0,0297	0,0314	0,0331	0,0357
5	0,0119	0,0149	0,0171	0,0216	0,0247	0,0300	0,0304	0,0322	0,0336	0,0366
6	0,0118	0,0165	0,0184	0,0240	0,0252	0,0302	0,0316	0,0329	0,0352	0,0374
7	0,0123	0,0169	0,0203	0,0251	0,0263	0,0312	0,0341	0,0335	0,0359	0,0400
8	0,0124	0,0173	0,0210	0,0259	0,0282	0,0322	0,0351	0,0345	0,0377	0,0425
9	0,0131	0,0181	0,0240	0,0268	0,0291	0,0334	0,0344	0,0356	0,0389	0,0438
10	0,0135	0,0175	0,0258	0,0273	0,0295	0,0339	0,0350	0,0367	0,0429	0,0457
11	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
12	0,0140	0,0177	0,0300	0,0287	0,0296	0,0344	0,0357	0,0377	0,0450	0,0480
13	0,0144	0,0158	0,0285	0,0284	0,0277	0,0335	0,0326	0,0358	0,0421	0,0468
14	0,0166	0,0166	0,0329	0,0395	0,0402	0,0385	0,0370	0,0440	0,0479	0,0506
15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
17	0,0163	0,0151	0,0319	0,0390	0,0388	0,0367	0,0380	0,0454	0,0481	0,0524
18	0,0165	0,0165	0,0322	0,0390	0,0384	0,0372	0,0379	0,0465	0,0490	0,0548
19	0,0166	0,0168	0,0325	0,0394	0,0386	0,0376	0,0375	0,0472	0,0490	0,0548
20	0,0167	0,0178	0,0329	0,0389	0,0389	*	0,0373	0,0469	0,0504	0,0544
21	0,0165	0,0176	0,0340	0,0383	0,0385	0,0376	0,0376	0,0473	0,0482	0,0541
22	0,0170	0,0180	0,0324	0,0381	0,0383	0,0380	0,0369	0,0470	0,0480	0,0547
23	0,0163	0,0179	0,0303	0,0357	0,0377	0,0367	0,0368	0,0444	0,0471	0,0524
24	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
25	0,0128	0,0150	0,0212	0,0262	0,0257	0,0354	0,0359	0,0350	0,0379	0,0505
26	0,0115	0,0145	0,0203	0,0258	0,0245	0,0338	0,0343	0,0325	0,0366	0,0497

Nota-se um aumento brusco da altura de água no degrau 14, por um lado provocado pela regularização da secção do canal, que volta a possuir rugosidade, mas por outro lado devido ao facto atrás mencionado, isto é, uma saliência brusca de aproximadamente 3 cm provocada por uma brita de dimensões particularmente superiores às restantes utilizadas na simulação da rugosidade, figura 55. Para além do estrangulamento elevado que provoca e consequente aumento da altura de água, provoca ainda uma alteração no escoamento difícil de mensurar, até porque os degraus 15 e 16 não foram alvo de medições pela razão apontada anteriormente.

No troço de secção constante o valor da altura de água tende a convergir para um valor também constante, no entanto apresenta muita irregularidade como seria de esperar. O valor da altura de água sofre uma diminuição brusca nos degraus 25 e 26, uma vez que, embora a secção tenha sido projectada com uma largura, B , de 6 cm, apenas no troço que compreende o degrau 23 a 26 é que essa largura se verifica. De facto, imperfeições na construção do modelo, levaram a que a largura do canal no troço que compreende os degraus 14 a 20 apresente 5,5 cm e no troço que compreende os degraus 20 a 23 essa largura seja aproximadamente 5,3 cm. Este facto, juntamente com a saliência exagerada no degrau 14, ajudam a perceber o valor elevado da altura de água nestes degraus, assim como a diminuição do valor no final do descarregador, com o alargamento da secção, figura 61.



Figura 55 – Saliência exagerada no degrau 14.

No troço de secção constante o valor da altura de água tende a convergir para um valor também constante, no entanto apresenta muita irregularidade como seria de esperar. O valor da altura de água sofre uma diminuição brusca nos degraus 25 e 26, uma vez que, embora a secção tenha sido projectada com uma largura, B , de 6 cm, apenas no troço que compreende o degrau 23 a 26 é que essa largura se verifica. De facto, imperfeições na construção do modelo, levaram a que a largura do canal no troço que compreende os degraus 14 a 20 apresente 5,5 cm e no troço que compreende os degraus 20 a 23 essa largura seja aproximadamente 5,3 cm. Este facto, juntamente com a saliência exagerada no degrau 14, ajudam a perceber o valor elevado da altura de água nestes degraus, assim como a diminuição do valor no final do descarregador, com o alargamento da secção, figura 56.

Para os caudais mais elevados, registou-se uma enorme turbulência do escoamento, provocando salpicos que podem fazer aumentar a média real do valor das alturas de águas medidas. Tanto os salpicos como a enorme turbulência registada nestes caudais, provocam uma grande irregularidade do perfil da superfície livre.



Figura 56 – Alargamento da secção no final do modelo.

5.4. VELOCIDADES MÉDIAS DO ESCOAMENTO

A avaliação das velocidades médias do escoamento em cada degrau foi feita a partir dos valores dos caudais escoados, dos valores das alturas médias de água respectivas e apresentadas em 5.3 e das características geométricas do descarregador em cada degrau, nomeadamente a sua largura B .

As figuras 57, 58 e o quadro 9 registam os resultados obtidos para os valores da velocidade média em cada degrau.

Analisando os resultados obtidos verificamos um aumento progressivo das velocidades médias até ao degrau 13 seguida de uma diminuição a partir do degrau 14, convergindo para um valor que tende a ser constante, embora muito irregular. O aumento da velocidade média no final do descarregador explica-se pelo facto de a diminuição da altura de água nestes degraus superar o efeito do alargamento da secção neste troço final. É notório que o valor da altura de água é preponderante no cálculo das velocidades médias do escoamento, superiorizando-se à parcela da largura da secção, que como foi referido, apresenta imperfeições construtivas. Globalmente, verifica-se que as irregularidades no valor da velocidade são menos acentuadas para caudais mais modestos com excepção do caudal 0,50 l/s, que apresenta valores um pouco descontrolados e parecem não reflectir as tendências dos restantes caudais.

Quadro 9 – Velocidades médias do escoamento obtidas para cada caudal.

Degrau	Velocidade (m/s)									
	0,25 l/s	0,50 l/s	0,82 l/s	1,05 l/s	1,24 l/s	1,49 l/s	1,69 l/s	1,92 l/s	2,17 l/s	2,32 l/s
1	0,149	0,253	0,347	0,341	0,364	0,362	0,397	0,430	0,462	0,450
2	0,160	0,272	0,380	0,342	0,389	0,392	0,437	0,454	0,492	0,497
3	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
4	0,177	0,295	0,400	0,403	0,421	0,435	0,471	0,507	0,543	0,538
5	0,186	0,295	0,424	0,436	0,443	0,438	0,490	0,526	0,570	0,559
6	0,199	0,280	0,420	0,412	0,464	0,465	0,504	0,550	0,584	0,585
7	0,206	0,293	0,408	0,423	0,469	0,483	0,501	0,579	0,614	0,587
8	0,220	0,309	0,427	0,443	0,481	0,505	0,526	0,608	0,633	0,596
9	0,227	0,321	0,407	0,466	0,498	0,529	0,584	0,641	0,663	0,629
10	0,241	0,364	0,413	0,499	0,546	0,571	0,627	0,680	0,657	0,652
11	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
12	0,286	0,445	0,439	0,560	0,674	0,695	0,760	0,818	0,774	0,773
13	0,303	0,575	0,524	0,673	0,814	0,810	0,943	0,975	0,938	0,902
14	0,274	0,536	0,454	0,465	0,561	0,703	0,830	0,793	0,824	0,830
15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
17	0,279	0,604	0,467	0,490	0,571	0,739	0,810	0,769	0,822	0,802
18	0,287	0,561	0,480	0,507	0,609	0,756	0,841	0,779	0,836	0,795
19	0,273	0,552	0,476	0,503	0,602	0,748	0,849	0,767	0,836	0,796
20	0,283	0,521	0,470	0,495	0,597	*	0,854	0,772	0,812	0,801
21	0,286	0,525	0,456	0,502	0,607	0,748	0,848	0,766	0,853	0,806
22	0,267	0,512	0,477	0,506	0,611	0,739	0,863	0,770	0,853	0,797
23	0,245	0,455	0,451	0,490	0,539	0,677	0,766	0,720	0,768	0,735
24	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
25	0,326	0,557	0,644	0,667	0,797	0,701	0,784	0,914	0,955	0,763
26	0,362	0,565	0,674	0,677	0,828	0,734	0,821	0,986	0,988	0,774

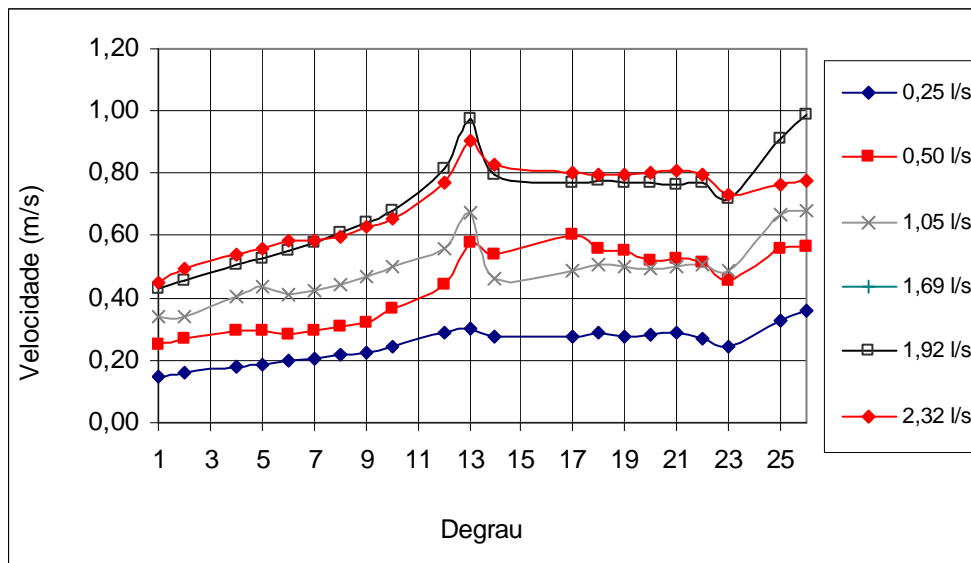


Figura 57 – Velocidades médias do escoamento obtidas para cada caudal.

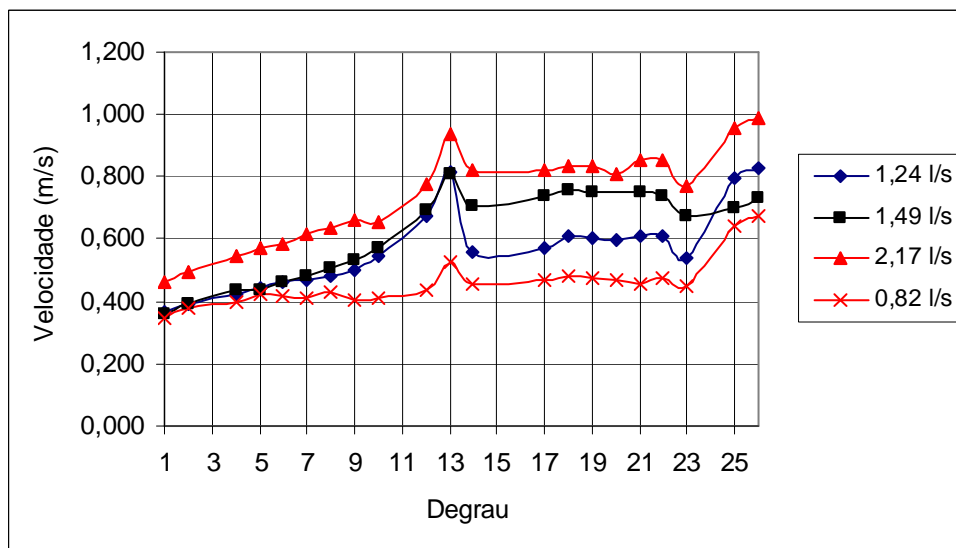


Figura 58 – Velocidades médias do escoamento obtidas para cada caudal.

5.5. DISSIPACÃO DE ENERGIA

Neste item são calculados e analisados os valores correspondentes à energia específica e o traçado da linha de energia ao longo do descarregador. Serão analisados os valores da dissipação de energia e far-se-á igualmente a comparação dos resultados obtidos experimentalmente com os resultados obtidos através das expressões indicadas nas referências bibliográficas apresentadas no capítulo 3.

5.5.1. ENERGIA ESPECÍFICA

No cálculo das energias específicas do escoamento, foi tido em linha de conta a especificidade de cada regime de escoamento em estudo. De notar que a medida da altura de água se refere à altura de água medida em cada degrau, segundo uma linha perpendicular à superfície horizontal deste. Assim, e de

acordo com os dois regimes de escoamento em questão, isto é, EQS e EDT, a equação de Bernoulli utilizadas no cálculo das energias totais em cada degrau, sofreu as correcções representadas na figura 59, no que diz respeito ao EDT. Em presença de EQS, a energia total em cada degrau foi calculada com a equação de Bernoulli sem correcções nos seus parâmetros, uma vez que o escoamento em quedas sucessivas é paralelo à soleira horizontal do degrau.

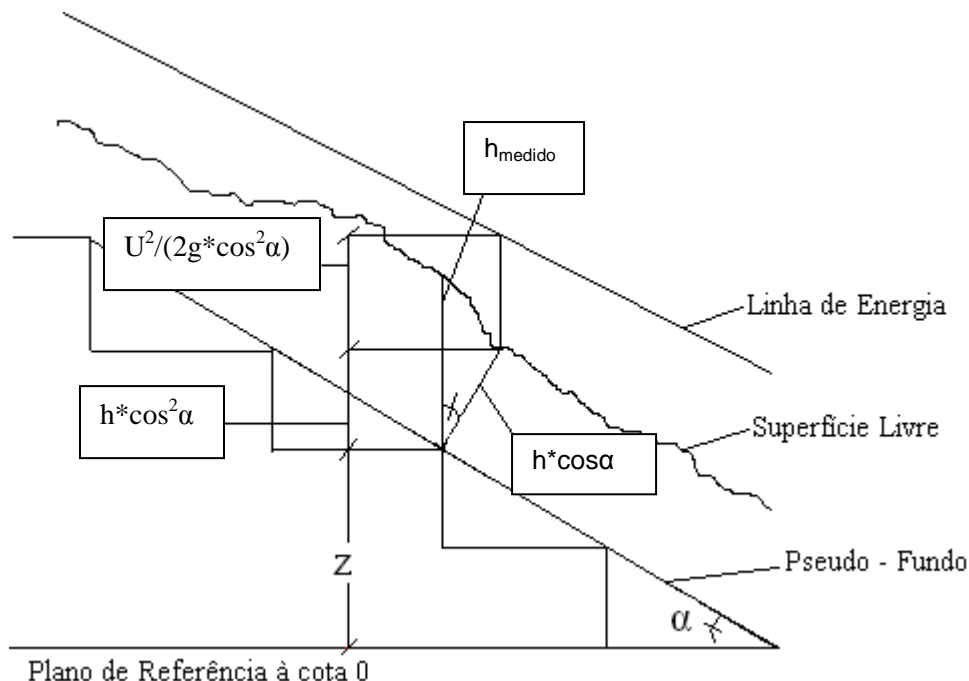


Figura 59 – Esquema das correcções feitas à equação de Bernoulli no cálculo das energias específicas em regime deslizante sobre turbilhões.

O quadro 10 pretende fornecer os valores das energias específicas obtidas em escoamentos em quedas sucessivas e o quadro 11 os valores das energias específicas em escoamento deslizante sobre turbilhões. Os mesmos valores são representados em gráfico nas figuras 60 e 61.

Analisando os resultados obtidos, as energias específicas registam um ganho sucessivo degrau a degrau, devido ao aumento de altura de água e também ao aumento da velocidade do escoamento, como seria lógico esperar. A queda do valor da energia específica a partir do degrau 14 explica-se pela diminuição brusca da velocidade que se sobrepõe ao efeito do aumento da altura do escoamento. Mais uma vez, as imperfeições já comentadas em relação ao degrau 14 parecem influenciar negativamente o estudo das características do escoamento nesta zona particular do canal descarregador, no entanto, sendo o objectivo deste projecto um ganho económico por redução das tarefas na frente de obra, será de esperar que numa situação real, o desmonte a fogo propicie este tipo de rugosidades pontuais mais acentuadas que a média das rugosidades do restante canal. A partir do degrau 14, regista-se uma convergência de valores para jusante, com aumento no final do descarregador por aumento da velocidade, demonstrando a importância da parcela das alturas cinéticas no cálculo da energia específica.

Quadro 10 – Energia específica em cada caudal para o EQS.

Degrau	Energia específica (m)									
1	0,012	0,017	0,023	0,028	0,031	0,036	0,038	0,041	0,044	0,046
2	0,012	0,017	0,023	0,029	0,031	0,036	0,038	0,042	0,045	0,047
3	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
4	0,013	0,018	0,025	0,030	0,033	0,038	0,041	0,044	0,048	0,050
5	0,014	0,019	0,026	0,031	0,035	0,040	0,043	0,046	0,050	*
6	0,014	0,020	0,027	0,033	0,036	0,041	0,045	0,048	*	*
7	0,014	0,021	0,029	0,034	0,038	0,043	0,047	0,051	*	*
8	0,015	0,022	0,030	0,036	0,040	0,045	0,049	*	*	*
9	0,016	0,023	0,032	0,038	0,042	0,048	*	*	*	*
10	0,016	0,024	0,035	0,040	0,045	0,051	*	*	*	*
11	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
12	0,018	0,028	0,040	0,045	0,053	*	*	*	*	*
13	0,019	0,033	0,042	0,051	*	*	*	*	*	*
14	0,020	0,031	0,043	0,051	*	*	*	*	*	*
15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
17	0,020	0,034	0,043	0,051	*	*	*	*	*	*
18	0,021	0,033	0,044	0,052	*	*	*	*	*	*
19	0,020	0,032	0,044	0,052	*	*	*	*	*	*
20	0,021	0,032	0,044	0,051	*	*	*	*	*	*
21	0,021	0,032	0,045	0,051	*	*	*	*	*	*
22	0,021	0,031	0,044	0,051	*	*	*	*	*	*
23	0,019	0,029	0,041	0,048	*	*	*	*	*	*
24	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
25	0,018	0,031	0,042	0,049	*	*	*	*	*	*
26	0,018	0,031	0,043	0,049	*	*	*	*	*	*
	0,25 l/s	0,50 l/s	0,82 l/s	1,05 l/s	1,24 l/s	1,49 l/s	1,69 l/s	1,92 l/s	2,17 l/s	2,32 l/s

Quadro 11 – Energia específica em cada caudal para o EDT.

Degrau	Energia (m)									
1	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
3	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
4	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
5	*	*	*	*	*	*	*	*	*	0,050
6	*	*	*	*	*	*	*	*	0,049	0,053
7	*	*	*	*	*	*	*	*	0,052	0,055
8	*	*	*	*	*	*	*	0,053	0,055	0,058
9	*	*	*	*	*	*	0,050	0,055	0,058	0,061
10	*	*	*	*	*	*	0,054	0,059	0,061	0,065
11	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
12	*	*	*	*	*	0,058	0,065	0,072	0,072	0,077
13	*	*	*	*	0,060	0,068	0,080	0,087	0,085	0,088
14	*	*	*	*	0,052	0,063	0,073	0,075	0,079	0,084
15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
17	*	*	*	*	0,052	0,064	0,071	0,074	0,079	0,083
18	*	*	*	*	0,054	0,066	0,074	0,076	0,081	0,085
19	*	*	*	*	0,053	0,065	0,075	0,076	0,081	0,085
20	*	*	*	*	0,053	*	0,075	0,076	0,080	0,085
21	*	*	*	*	0,054	0,065	0,075	0,076	0,082	0,085
22	*	*	*	*	0,054	0,065	0,076	0,076	0,082	0,085
23	*	*	*	*	0,049	0,059	0,066	0,069	0,073	0,077
24	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
25	*	*	*	*	0,057	0,060	0,067	0,079	0,083	0,078
26	*	*	*	*	0,059	0,061	0,069	0,085	0,085	0,078
	0,25 l/s	0,50 l/s	0,82 l/s	1,05 l/s	1,24 l/s	1,49 l/s	1,69 l/s	1,92 l/s	2,17 l/s	2,32 l/s

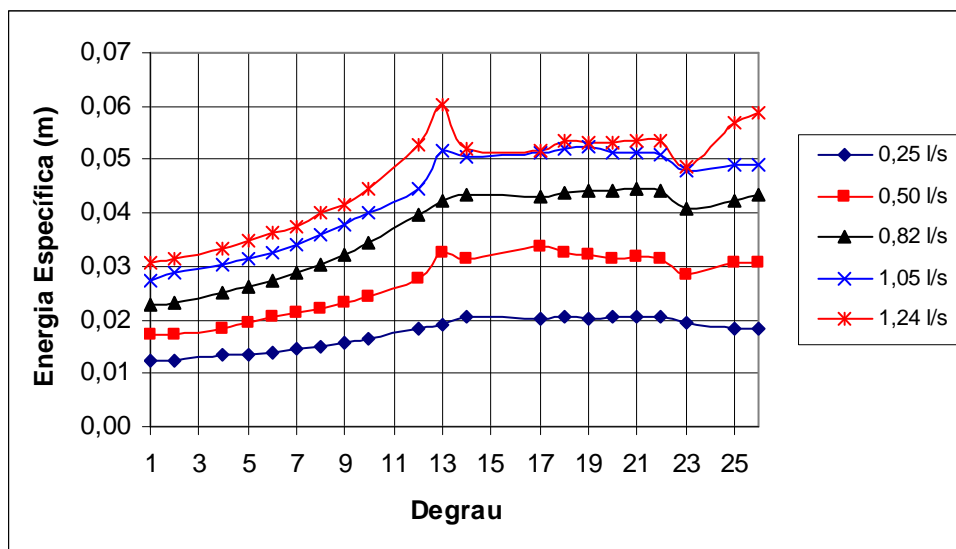


Figura 60 – Energia específica em cada degrau.

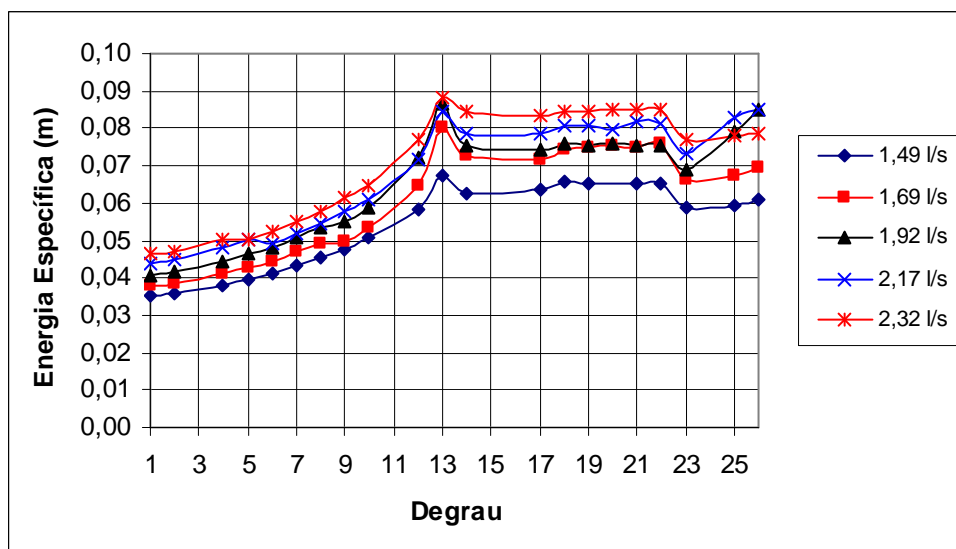


Figura 61 – Energia específica em cada degrau.

5.5.2. LINHA DE ENERGIA

Os quadros 12 e 13 fornecem os valores das energias obtidas para o EQS e para o EDT, respectivamente e as figuras 62 e 63 as linhas de energia em gráfico. No cálculo da linha de energia apenas se somou o valor da cota geométrica ao valor da energia específica calculada em 5.5.1.

Quadro 12 – Energia em cada caudal para o EQS.

Degrau	Energia (m)									
1	1,017	1,023	1,030	1,034	1,037	1,041	1,044	1,047	1,050	1,052
2	0,979	0,989	0,993	0,996	0,999	1,003	1,006	1,009	1,013	1,015
3	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
4	0,903	0,909	0,917	0,921	0,924	0,928	0,932	0,935	0,939	0,942
5	0,864	0,871	0,880	0,884	0,887	0,891	0,895	0,899	0,903	0,905
6	0,826	0,833	0,842	0,846	0,850	0,854	0,858	0,862	0,867	*
7	0,788	0,795	0,804	0,809	0,812	0,818	0,821	0,826	*	*
8	0,750	0,758	0,767	0,772	0,776	0,781	0,785	0,790	*	*
9	0,712	0,720	0,729	0,735	0,739	0,745	0,750	*	*	*
10	0,674	0,683	0,693	0,699	0,704	0,710	*	*	*	*
11	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
12	0,599	0,610	0,620	0,627	0,637	*	*	*	*	*
13	0,561	0,580	0,586	0,597	0,610	*	*	*	*	*
14	0,523	0,539	0,546	0,553	*	*	*	*	*	*
15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
17	0,407	0,428	0,430	0,438	*	*	*	*	*	*
18	0,369	0,386	0,393	0,400	*	*	*	*	*	*
19	0,330	0,347	0,354	0,362	*	*	*	*	*	*
20	0,291	0,306	0,315	0,322	*	*	*	*	*	*
21	0,253	0,268	0,277	0,283	*	*	*	*	*	*
22	0,214	0,228	0,238	0,245	*	*	*	*	*	*
23	0,174	0,186	0,196	0,203	*	*	*	*	*	*
24	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
25	0,097	0,114	0,125	0,130	*	*	*	*	*	*
26	0,060	0,076	0,088	0,092	*	*	*	*	*	*
	0,25 l/s	0,50 l/s	0,82 l/s	1,05 l/s	1,24 l/s	1,49 l/s	1,69 l/s	1,92 l/s	2,17 l/s	2,32 l/s

Quadro 13 – Energia em cada caudal para o EDT.

Degrau	Energia (m)									
1	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
3	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
4	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
5	*	*	*	*	*	*	*	*	*	0,902
6	*	*	*	*	*	*	*	*	0,863	0,866
7	*	*	*	*	*	*	*	*	0,827	0,830
8	*	*	*	*	*	*	*	0,789	0,791	0,794
9	*	*	*	*	*	*	0,747	0,752	0,755	0,759
10	*	*	*	*	*	*	0,712	0,718	0,720	0,723
11	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
12	*	*	*	*	*	0,640	0,646	0,653	0,653	0,658
13	*	*	*	*	0,603	0,610	0,623	0,629	0,627	0,631
14	*	*	*	*	0,556	0,566	0,577	0,579	0,583	0,588
15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
17	*	*	*	*	0,439	0,452	0,459	0,462	0,466	0,471
18	*	*	*	*	0,403	0,415	0,424	0,425	0,430	0,434
19	*	*	*	*	0,364	0,376	0,385	0,386	0,391	0,395
20	*	*	*	*	0,325	*	0,347	0,347	0,352	0,357
21	*	*	*	*	0,287	0,298	0,308	0,309	0,315	0,318
22	*	*	*	*	0,248	0,259	0,270	0,270	0,276	0,279
23	*	*	*	*	0,204	0,214	0,222	0,225	0,229	0,233
24	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
25	*	*	*	*	0,135	0,138	0,145	0,158	0,161	0,156
26	*	*	*	*	0,098	0,101	0,109	0,125	0,125	0,118
	0,25 l/s	0,50 l/s	0,82 l/s	1,05 l/s	1,24 l/s	1,49 l/s	1,69 l/s	1,92 l/s	2,17 l/s	2,32 l/s

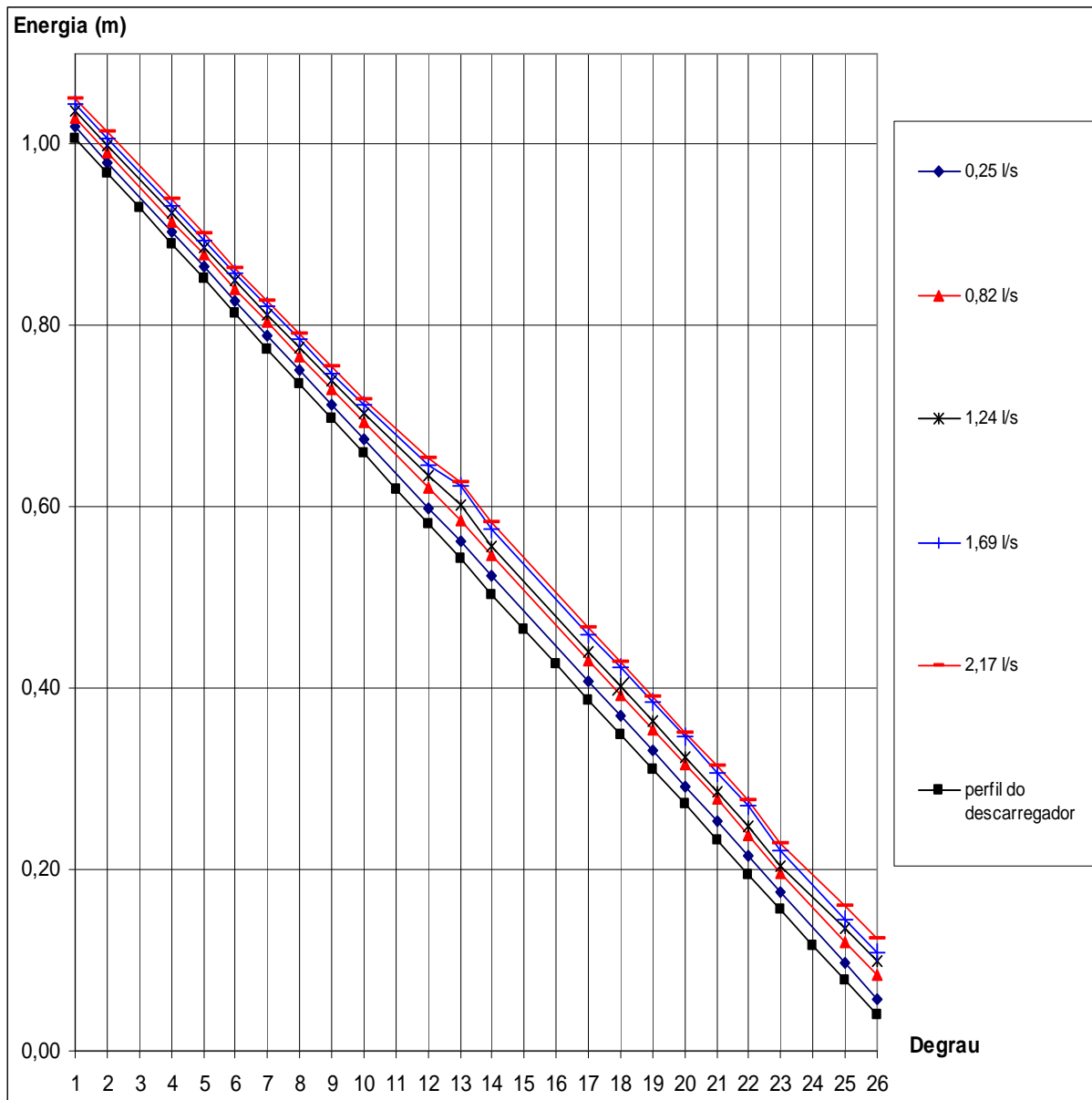


Figura 62 – Linha de energia em cada degrau.

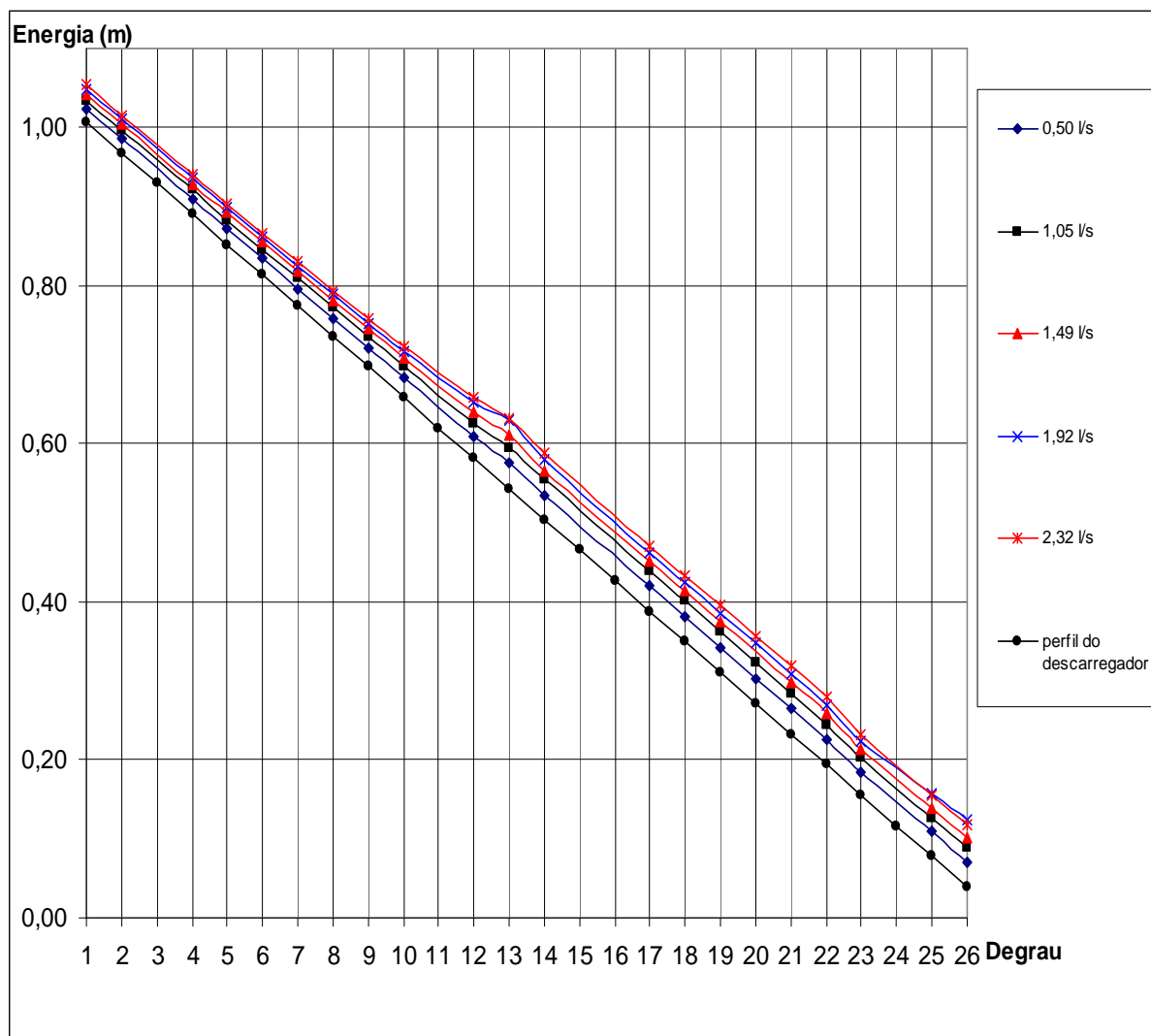


Figura 63 – Linha de energia em cada degrau.

Muito sucintamente, analisando os valores das energias calculados, observamos que a cota geométrica tem uma ordem de grandeza muito superior à das energias específicas, facto que acaba por amortecer possíveis oscilações dos valores das alturas de escoamento e das velocidades calculadas.

5.5.3. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA

Neste tópico serão analisados os valores das dissipações de energia obtidos pela via teórica e comparadas com as dissipações de energia registadas experimentalmente. Paralelamente, os resultados serão analisados, procurando ajudar a retirar conclusões que permitam caracterizar as diferentes fases do escoamento para este tipo de descarregador.

Foram feitas duas abordagens distintas no que diz respeito ao cálculo das dissipações de energia. Numa primeira fase foram calculadas as dissipações registadas degrau a degrau e numa segunda fase as dissipações obtidas entre a secção de montante (degrau 1) e os restantes degraus, nomeadamente a dissipação total (degrau 1 – degrau 26).

A sucessão de quadros a seguir apresentada (quadro 14 a 23) pretende avaliar a dissipação de energia registada degrau a degrau, tendo em conta resultados experimentais, exclusivamente. Cada quadro representa um caudal. A última linha mostra a perda de carga total do descarregador, isto é, entre o degrau 1 e 26.

Quadro 14 – Dissipação de energia para o caudal 2,32 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE (m)	$\Delta E/Em$	Er/Em
1 para 2	1,053	1,015	0,038	0,036	0,964
2 para 3	1,015	*	*	*	*
3 para 4	*	0,941	*	*	*
4 para 5	0,941	0,902	0,039	0,041	0,959
5 para 6	0,902	0,866	0,036	0,040	0,960
6 para 7	0,866	0,830	0,036	0,042	0,958
7 para 8	0,830	0,794	0,036	0,043	0,957
8 para 9	0,794	0,759	0,035	0,044	0,956
9 para 10	0,759	0,723	0,035	0,047	0,953
10 para 11	0,723	*	*	*	*
11 para 12	*	0,658	*	*	*
12 para 13	0,658	0,631	0,027	0,041	0,959
13 para 14	0,631	0,588	0,043	0,068	0,932
14 para 15	0,588	*	*	*	*
15 para 16	*	*	*	*	*
16 para 17	*	0,471	*	*	*
17 para 18	0,471	0,434	0,037	0,079	0,921
18 para 19	0,434	0,395	0,039	0,089	0,911
19 para 20	0,395	0,357	0,039	0,097	0,903
20 para 21	0,357	0,318	0,039	0,108	0,892
21 para 22	0,318	0,279	0,039	0,123	0,877
22 para 23	0,279	0,233	0,046	0,166	0,834
23 para 24	0,233	*	*	*	*
24 para 25	*	0,156	*	*	*
25 para 26	0,156	0,118	0,038	0,245	0,755
1 para 26	1,053	0,118	0,936	0,888	0,112

Quadro 15 – Dissipação de energia para o caudal 2,17 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE (m)	$\Delta E/Em$	Er/Em
1 para 2	1,051	1,013	0,038	0,036	0,964
2 para 3	1,013	*	*	*	*
3 para 4	*	0,939	*	*	*
4 para 5	0,939	0,902	0,037	0,039	0,961
5 para 6	0,902	0,863	0,040	0,044	0,956
6 para 7	0,863	0,827	0,036	0,042	0,958
7 para 8	0,827	0,791	0,036	0,043	0,957
8 para 9	0,791	0,755	0,035	0,045	0,955
9 para 10	0,755	0,720	0,036	0,047	0,953
10 para 11	0,720	*	*	*	*
11 para 12	*	0,653	*	*	*
12 para 13	0,653	0,627	0,026	0,040	0,960
13 para 14	0,627	0,583	0,045	0,071	0,929
14 para 15	0,583	*	*	*	*
15 para 16	*	*	*	*	*
16 para 17	*	0,466	*	*	*
17 para 18	0,466	0,430	0,037	0,078	0,922
18 para 19	0,430	0,391	0,039	0,090	0,910
19 para 20	0,391	0,352	0,040	0,101	0,899
20 para 21	0,352	0,315	0,037	0,105	0,895
21 para 22	0,315	0,276	0,039	0,124	0,876
22 para 23	0,276	0,229	0,047	0,170	0,830
23 para 24	0,229	*	*	*	*
24 para 25	*	0,161	*	*	*
25 para 26	0,161	0,125	0,036	0,225	0,775
1 para 26	1,051	0,125	0,926	0,881	0,119

Quadro 16 – Dissipação de energia para o caudal 1,92 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE (m)	$\Delta E/Em$	Er/Em
1 para 2	1,048	1,010	0,038	0,036	0,964
2 para 3	1,010	*	*	*	*
3 para 4	*	0,935	*	*	*
4 para 5	0,935	0,898	0,037	0,039	0,961
5 para 6	0,898	0,862	0,037	0,041	0,959
6 para 7	0,862	0,825	0,036	0,042	0,958
7 para 8	0,825	0,789	0,036	0,044	0,956
8 para 9	0,789	0,752	0,037	0,047	0,953
9 para 10	0,752	0,718	0,035	0,046	0,954
10 para 11	0,718	*	*	*	*
11 para 12	*	0,653	*	*	*
12 para 13	0,653	0,629	0,024	0,037	0,963
13 para 14	0,629	0,579	0,050	0,080	0,920
14 para 15	0,579	*	*	*	*
15 para 16	*	*	*	*	*
16 para 17	*	0,462	*	*	*
17 para 18	0,462	0,425	0,037	0,080	0,920
18 para 19	0,425	0,386	0,039	0,092	0,908
19 para 20	0,386	0,347	0,039	0,100	0,900
20 para 21	0,347	0,309	0,039	0,112	0,888
21 para 22	0,309	0,270	0,039	0,125	0,875
22 para 23	0,270	0,225	0,045	0,168	0,832
23 para 24	0,225	*	*	*	*
24 para 25	*	0,158	*	*	*
25 para 26	0,158	0,125	0,033	0,209	0,791
1 para 26	1,048	0,125	0,923	0,881	0,119

Quadro 17 – Dissipação de energia para o caudal 1,69 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE (m)	$\Delta E/Em$	Er/Em
1 para 2	1,045	1,007	0,038	0,037	0,963
2 para 3	1,007	*	*	*	*
3 para 4	*	*	*	*	*
4 para 5	0,932	0,895	0,037	0,040	0,960
5 para 6	0,895	0,858	0,037	0,041	0,959
6 para 7	0,858	0,822	0,036	0,042	0,958
7 para 8	0,822	0,785	0,036	0,044	0,956
8 para 9	0,785	0,747	0,038	0,048	0,952
9 para 10	0,747	0,712	0,035	0,047	0,953
10 para 11	0,712	*	*	*	*
11 para 12	*	0,646	*	*	*
12 para 13	0,646	0,623	0,023	0,036	0,964
13 para 14	0,623	0,577	0,047	0,075	0,925
14 para 15	0,577	*	*	*	*
15 para 16	*	*	*	*	*
16 para 17	*	0,459	*	*	*
17 para 18	0,459	0,424	0,036	0,078	0,922
18 para 19	0,424	0,385	0,038	0,090	0,910
19 para 20	0,385	0,347	0,038	0,100	0,900
20 para 21	0,347	0,308	0,039	0,113	0,887
21 para 22	0,308	0,270	0,038	0,123	0,877
22 para 23	0,270	0,222	0,048	0,178	0,822
23 para 24	0,222	*	*	*	*
24 para 25	*	0,145	*	*	*
25 para 26	0,145	0,109	0,037	0,252	0,748
1 para 26	1,045	0,109	0,936	0,896	0,104

Quadro 18 – Dissipação de energia para o caudal 1,49 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE (m)	$\Delta E/Em$	Er/Em
1 para 2	1,043	1,004	0,038	0,037	0,963
2 para 3	1,004	*	*	*	*
3 para 4	*	0,929	*	*	*
4 para 5	0,929	0,892	0,037	0,040	0,960
5 para 6	0,892	0,855	0,037	0,042	0,958
6 para 7	0,855	0,818	0,037	0,043	0,957
7 para 8	0,818	0,781	0,037	0,045	0,955
8 para 9	0,781	0,745	0,036	0,046	0,954
9 para 10	0,745	0,709	0,036	0,048	0,952
10 para 11	0,709	*	*	*	*
11 para 12	*	0,640	*	*	*
12 para 13	0,640	0,610	0,029	0,046	0,954
13 para 14	0,610	0,566	0,044	0,072	0,928
14 para 15	0,566	*	*	*	*
15 para 16	*	*	*	*	*
16 para 17	*	0,452	*	*	*
17 para 18	0,452	0,415	0,037	0,081	0,919
18 para 19	0,415	0,376	0,039	0,094	0,906
19 para 20	0,376	*	*	*	*
20 para 21	*	0,298	*	*	*
21 para 22	0,298	0,259	0,039	0,131	0,869
22 para 23	0,259	0,214	0,045	0,174	0,826
23 para 24	0,214	*	*	*	*
24 para 25	*	0,138	*	*	*
25 para 26	0,138	0,101	0,037	0,271	0,729
1 para 26	1,043	0,101	0,942	0,904	0,096

Quadro 19 – Dissipação de energia para o caudal 1,24 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE (m)	$\Delta E/Em$	Er/Em
1 para 2	1,038	1,000	0,038	0,037	0,963
2 para 3	1,000	*	*	*	*
3 para 4	*	0,924	*	*	*
4 para 5	0,924	0,887	0,037	0,040	0,959
5 para 6	0,887	0,850	0,037	0,042	0,958
6 para 7	0,850	0,812	0,037	0,044	0,956
7 para 8	0,812	0,776	0,036	0,045	0,955
8 para 9	0,776	0,739	0,037	0,047	0,952
9 para 10	0,739	0,703	0,036	0,048	0,952
10 para 11	0,703	*	*	*	*
11 para 12	*	0,634	*	*	*
12 para 13	0,634	0,603	0,031	0,051	0,951
13 para 14	0,603	0,556	0,047	0,083	0,922
14 para 15	0,556	*	*	*	*
15 para 16	*	*	*	*	*
16 para 17	*	0,439	*	*	*
17 para 18	0,439	0,403	0,037	0,084	0,917
18 para 19	0,403	0,364	0,039	0,097	0,903
19 para 20	0,364	0,325	0,039	0,107	0,893
20 para 21	0,325	0,287	0,038	0,119	0,882
21 para 22	0,287	0,248	0,039	0,136	0,865
22 para 23	0,248	0,204	0,044	0,178	0,824
23 para 24	0,204	*	*	*	*
24 para 25	*	0,135	*	*	*
25 para 26	0,135	0,098	0,037	0,264	0,727
1 para 26	1,038	0,098	0,939	0,905	0,095

Quadro 20 – Dissipação de energia para o caudal 1,05 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE (m)	$\Delta E/Em$	Er/Em
1 para 2	1,035	0,997	0,038	0,036	0,964
2 para 3	0,997	*	*	*	*
3 para 4	*	0,921	*	*	*
4 para 5	0,921	0,884	0,038	0,041	0,959
5 para 6	0,884	0,846	0,037	0,042	0,958
6 para 7	0,846	0,809	0,037	0,044	0,956
7 para 8	0,809	0,772	0,037	0,046	0,954
8 para 9	0,772	0,735	0,037	0,048	0,952
9 para 10	0,735	0,699	0,036	0,050	0,950
10 para 11	0,699	*	*	*	*
11 para 12	*	0,626	*	*	*
12 para 13	0,626	0,594	0,032	0,051	0,949
13 para 14	0,594	0,554	0,040	0,067	0,933
14 para 15	0,554	*	*	*	*
15 para 16	*	*	*	*	*
16 para 17	*	0,439	*	*	*
17 para 18	0,439	0,401	0,038	0,086	0,914
18 para 19	0,401	0,363	0,039	0,096	0,904
19 para 20	0,363	0,323	0,040	0,109	0,891
20 para 21	0,323	0,284	0,039	0,120	0,880
21 para 22	0,284	0,245	0,039	0,136	0,864
22 para 23	0,245	0,204	0,042	0,171	0,829
23 para 24	0,204	*	*	*	*
24 para 25	*	0,127	*	*	*
25 para 26	0,127	0,089	0,038	0,302	0,698
1 para 26	1,035	0,089	0,946	0,914	0,086

Quadro 21 – Dissipação de energia para o caudal 0,82 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE (m)	$\Delta E/Em$	Er/Em
1 para 2	1,030	0,992	0,038	0,037	0,963
2 para 3	0,992	*	*	*	*
3 para 4	*	0,916	*	*	*
4 para 5	0,916	0,878	0,038	0,041	0,959
5 para 6	0,878	0,841	0,038	0,043	0,957
6 para 7	0,841	0,804	0,037	0,044	0,956
7 para 8	0,804	0,766	0,037	0,046	0,954
8 para 9	0,766	0,730	0,037	0,048	0,952
9 para 10	0,730	0,693	0,037	0,050	0,950
10 para 11	0,693	*	*	*	*
11 para 12	*	0,621	*	*	*
12 para 13	0,621	0,585	0,036	0,058	0,942
13 para 14	0,585	0,547	0,038	0,065	0,935
14 para 15	0,547	*	*	*	*
15 para 16	*	*	*	*	*
16 para 17	*	0,431	*	*	*
17 para 18	0,431	0,393	0,038	0,088	0,912
18 para 19	0,393	0,354	0,039	0,098	0,902
19 para 20	0,354	0,316	0,039	0,109	0,891
20 para 21	0,316	0,278	0,038	0,121	0,879
21 para 22	0,278	0,238	0,039	0,141	0,859
22 para 23	0,238	0,196	0,042	0,176	0,824
23 para 24	0,196	*	*	*	*
24 para 25	*	0,121	*	*	*
25 para 26	0,121	0,083	0,038	0,312	0,688
1 para 26	1,030	0,083	0,947	0,919	0,081

Quadro 22 – Dissipação de energia para o caudal 0,50 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE (m)	$\Delta E/Em$	Er/Em
1 para 2	1,024	0,985	0,039	0,038	0,962
2 para 3	0,985	*	*	*	*
3 para 4	*	0,909	*	*	*
4 para 5	0,909	0,872	0,038	0,041	0,959
5 para 6	0,872	0,834	0,038	0,043	0,957
6 para 7	0,834	0,796	0,038	0,045	0,955
7 para 8	0,796	0,758	0,038	0,047	0,953
8 para 9	0,758	0,721	0,038	0,049	0,951
9 para 10	0,721	0,683	0,038	0,052	0,948
10 para 11	0,683	*	*	*	*
11 para 12	*	0,609	*	*	*
12 para 13	0,609	0,575	0,034	0,055	0,945
13 para 14	0,575	0,535	0,040	0,070	0,930
14 para 15	0,535	*	*	*	*
15 para 16	*	*	*	*	*
16 para 17	*	0,421	*	*	*
17 para 18	0,421	0,382	0,040	0,095	0,905
18 para 19	0,382	0,343	0,039	0,102	0,898
19 para 20	0,343	0,303	0,039	0,115	0,885
20 para 21	0,303	0,265	0,039	0,127	0,873
21 para 22	0,265	0,226	0,039	0,147	0,853
22 para 23	0,226	0,184	0,042	0,184	0,816
23 para 24	0,184	*	*	*	*
24 para 25	*	0,109	*	*	*
25 para 26	0,109	0,070	0,039	0,356	0,644
1 para 26	1,024	0,070	0,954	0,931	0,069

Quadro 23 – Dissipação de energia para o caudal 0,25 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE (m)	$\Delta E/Em$	Er/Em
1 para 2	1,019	0,981	0,039	0,038	0,962
2 para 3	0,981	*	*	*	*
3 para 4	*	0,904	*	*	*
4 para 5	0,904	0,866	0,038	0,042	0,958
5 para 6	0,866	0,827	0,038	0,044	0,956
6 para 7	0,827	0,789	0,038	0,046	0,954
7 para 8	0,789	0,751	0,038	0,048	0,952
8 para 9	0,751	0,713	0,038	0,051	0,949
9 para 10	0,713	0,675	0,038	0,053	0,947
10 para 11	0,675	*	*	*	*
11 para 12	*	0,600	*	*	*
12 para 13	0,600	0,562	0,038	0,063	0,937
13 para 14	0,562	0,524	0,037	0,065	0,935
14 para 15	0,524	*	*	*	*
15 para 16	*	*	*	*	*
16 para 17	*	0,408	*	*	*
17 para 18	0,408	0,370	0,038	0,093	0,907
18 para 19	0,370	0,331	0,039	0,105	0,895
19 para 20	0,331	0,292	0,039	0,117	0,883
20 para 21	0,292	0,254	0,039	0,132	0,868
21 para 22	0,254	0,215	0,041	0,160	0,840
22 para 23	0,215	0,175	0,038	0,180	0,820
23 para 24	0,175	*	*	*	*
24 para 25	*	0,096	*	*	*
25 para 26	0,096	0,058	0,037	0,386	0,614
1 para 26	1,019	0,058	0,962	0,943	0,057

Da observação dos resultados da dissipação degrau a degrau podemos concluir que existe uma grande concordância de valores para a generalidade dos caudais experimentados (valor de ΔE), principalmente no troço convergente, onde o regime de escoamento é predominantemente EQS. De um modo geral há uma tendência para o valor de ΔE se manter muito coincidente degrau a degrau, para todos os caudais. A percentagem de dissipação ronda os 3 a 5% na primeira metade do canal descarregador. Saliente-se que para caudais que apresentam EQS no troço final do descarregador (degrau 25 para degrau 26) há um aumento significativo no valor de $\Delta E/Em$. Verifica-se um acréscimo no valor de $\Delta E/Em$, em todos os caudais, à medida que o escoamento se dirige para jusante. No troço convergente, o valor de $\Delta E/Em$ ronda aproximadamente um mínimo de 3% e atinge um máximo de 8%. No troço de secção constante os valores da dissipação de energia estão compreendidos entre 7% no início do troço e valores perto de 30 % no final do mesmo, à excepção dos caudais que apresentam escoamento em quedas sucessivas no degrau 26, que ultrapassam a casa dos 30% no final do descarregador. Parece haver, portanto, uma tendência para a dissipação de energia se tornar mais eficaz no final do canal descarregador, quando os caudais experimentados são menores, logo em regime de escoamento em quedas sucessivas. Esta hipótese é confirmada quando observamos o valor da dissipação total de energia (última linha em todos os quadros). Nos caudais máximos a percentagem de dissipação é de 88 e 89% aproximadamente e nos caudais mínimos ronda os 92 a 94%.

A outra abordagem ao tema consistiu em calcular a dissipação total de energia entre o degrau 1 e os restantes degraus, ou seja, a dissipação total ocorrida desde a carga máxima de montante até ao degrau pretendido, nomeadamente a dissipação total verificada no degrau 26.

Paralelamente à apresentação dos valores experimentais da dissipação de energia serão também expostos os valores teóricos, calculados através das fórmulas propostas no capítulo 3. Importa salientar que os valores teóricos da energia de montante foram estimados através da fórmula 63:

$$Em_t = Y + 1,5hc \quad (63)$$

Foi prestada a devida atenção ao regime de escoamento praticado, uma vez que as condições de aplicabilidade das fórmulas teóricas assim o exige. Desta forma, foram consideradas as fórmulas 46 e 56, Stephenson (1991) e Chanson (1994), respectivamente, para regime de escoamento deslizante sobre turbilhões. No que diz respeito ao escoamento em quedas sucessivas, foi considerada a fórmula 58, Chanson (1995).

Embora o cálculo da dissipação de energia através de resultados experimentais seja imediato, o mesmo não acontece no cálculo teórico. Da observação das fórmulas 46 e 56, torna-se necessário o cálculo do factor de resistência, f . Neste sentido, foram usadas as fórmulas 38 (Stephenson, 1991) e 42 (Chanson, 1994). Os valores de f das fórmulas 38 e 42 foram usados nas fórmulas 46 e 56, respectivamente.

Tanto na expressão 38 como na expressão 42, a altura do escoamento utilizada foi medida em relação ao pseudo-fundo, logo $h \cdot \cos \alpha$. Embora a fórmula 38 se aplique a escoamentos que tenham atingido o regime de arejamento uniforme, avançou-se para esta abordagem teórica, ainda que não tenha sido provado que esse regime tenha sido atingido, pois não era o âmbito deste estudo.

Os valores dos factores de resistência calculados segundo a proposta de Stephenson (1991) encontram-se registados no quadro 24.

Foram retiradas as médias dos factores de resistência para cada caudal, desde que o regime deslizante sobre turbilhões tenha sido atingido, ou seja, o valor de f usado na fórmula 46, foi a média dos valores a vermelho no quadro 24, para cada caudal. Assim, foi utilizado um valor diferente para cada caudal.

Quadro 24 – Valores dos factores de resistência segundo Stephenson (1991).

Degrau	f					
1	0,25	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18
2	0,26	0,22	0,22	0,20	0,20	0,19
3	*	*	*	*	*	*
4	0,25	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18
5	0,25	0,21	0,21	0,20	0,19	0,19
6	0,24	0,21	0,20	0,20	0,20	0,19
7	0,23	0,20	0,19	0,19	0,19	0,18
8	0,22	0,20	0,19	0,20	0,19	0,17
9	0,21	0,19	0,20	0,19	0,18	0,17
10	0,21	0,19	0,20	0,19	0,17	0,16
11	*	*	*	*	*	*
12	0,21	0,20	0,19	0,19	0,16	0,16
13	0,24	0,20	0,21	0,19	0,17	0,16
14	0,18	0,18	0,19	0,17	0,16	0,15
15	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*
17	0,18	0,19	0,18	0,16	0,16	0,15
18	0,18	0,19	0,18	0,16	0,15	0,14
19	0,18	0,19	0,19	0,16	0,15	0,14
20	0,18	*	0,19	0,16	0,15	0,14
21	0,18	0,19	0,19	0,16	0,16	0,14
22	0,18	0,18	0,19	0,16	0,16	0,14
23	0,19	0,19	0,19	0,16	0,16	0,15
24	*	*	*	*	*	*
25	0,25	0,19	0,19	0,20	0,18	0,15
26	0,26	0,20	0,20	0,21	0,19	0,15
	1,24 l/s	1,49 l/s	1,69 l/s	1,92 l/s	2,17 l/s	2,32 l/s

Os valores do factor de resistência calculados segundo a proposta de Chanson (1994) encontram-se registados no quadro 25. Foi seguido o mesmo raciocínio no cálculo das médias do factor de resistência, como explicado no parágrafo anterior.

Quadro 25 – Valores dos factores de resistência segundo Chanson (1994).

Degrau	f					
1	3,62	4,21	3,60	3,17	2,85	3,20
2	3,11	3,49	2,84	2,79	2,46	2,50
3	*	*	*	*	*	*
4	2,64	2,76	2,43	2,17	1,96	2,10
5	2,36	2,77	2,23	2,01	1,76	1,68
6	2,15	2,41	2,11	1,82	1,47	1,52
7	2,11	2,22	2,18	1,62	1,30	1,52
8	2,05	2,01	1,95	1,26	1,22	1,47
9	1,88	1,81	1,32	1,11	1,09	1,29
10	1,53	1,50	1,10	0,97	1,12	1,17
11	*	*	*	*	*	*
12	0,91	0,81	0,69	0,61	0,73	0,76
13	0,50	0,55	0,40	0,39	0,45	0,51
14	1,24	0,78	0,55	0,64	0,62	0,62
15	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*
17	1,18	0,69	0,58	0,69	0,62	0,67
18	1,01	0,65	0,53	0,67	0,59	0,68
19	1,04	0,67	0,51	0,69	0,59	0,68
20	1,06	*	0,51	0,68	0,63	0,67
21	1,02	0,66	0,52	0,69	0,56	0,66
22	1,00	0,68	0,50	0,69	0,56	0,68
23	1,37	0,86	0,67	0,83	0,74	0,85
24	*	*	*	*	*	*
25	0,52	0,79	0,63	0,46	0,44	0,78
26	0,47	0,70	0,57	0,38	0,40	0,75
	1,24 l/s	1,49 l/s	1,69 l/s	1,92 l/s	2,17 l/s	2,32 l/s

Uma vez obtidos os valores dos factores de resistência, foi calculada a dissipação de energia. A lógica da apresentação de resultados, desde o quadro 26 ao quadro 36, consistiu em:

- Em primeiro lugar, apresentar os valores da perda de carga total, estimada apenas por valores experimentais;
- Em segundo lugar, apresentar os valores da perda de carga total, estimada apenas por valores teóricos;
- Por fim, apresentação de um quadro com as diferenças entre os resultados experimentais e os resultados teóricos.

Nos quadros cuja dissipação de energia foi calculada pela via experimental, o valor da perda de carga vai assumir a abreviatura ΔE_m (dissipação de energia medida). No que concerne aos cálculos teóricos, em caudais que apresentam apenas EQS ao longo de todo o comprimento do descarregador, a dissipação de energia é calculada pela fórmula 58, assumindo a abreviatura ΔE_t . Em caudais que apresentam EDT a partir de um determinado degrau, a dissipação de energia é calculada pela fórmula 58 até ao último degrau onde se verifica EQS, sendo que, desse degrau em diante a dissipação de energia é calculada somando o valor da dissipação no último degrau com EQS ao valor da dissipação calculada através da fórmula 46 ou da fórmula 56, conforme queiramos analisar a proposta de Stephenson ou de Chanson, respectivamente. Os valores das dissipações de energia calculadas em EDT pela fórmula de Chanson assume a abreviatura ΔE_{t1} e a dissipação estimada pela proposta de Stephenson em EDT, assume a abreviatura ΔE_{t2} . Para efeitos de cálculo, o primeiro degrau que regista EDT foi considerado o degrau de cota 0, tornando possível a soma destes valores com o valor da energia dissipada no último degrau em EQS. Embora hajam quadros que apresentem percentagens de valor negativo, nomeadamente os quadros onde se apresentam as comparações entre valores de dissipação de energia experimentais e teóricos, estes apenas pretendem mostrar com maior clareza os degraus onde o valor teórico é superior ao valor experimental, muito embora esses valores devessem ser apresentados em módulo.

Comparando os valores experimentais com os valores teóricos, observa-se que para os caudais em que o regime em quedas sucessivas vigora até ao último degrau os valores teóricos tendem a aproximar-se dos valores experimentais à medida que o escoamento se processa para jusante. Nos caudais que registam EQS a montante e EDT a jusante, os valores da dissipação de energia em EDT estimada segundo a proposta de Stephenson aproximam-se dos valores teóricos para jusante. No que concerne aos valores da dissipação de energia em EDT estimados pela proposta de Chanson, verifica-se que a diferença entre valores teóricos e valores experimentais tendem a quase coincidir nos degraus compreendidos entre 14 e 22, aumentando nos dois últimos degraus. Em todos os casos os valores teóricos da dissipação de energia são inferiores aos valores experimentais, excepto no caudal 2,32 l/s, que regista uma inflexão de resultados, ou seja, os valores teóricos são predominantemente superiores aos experimentais. Embora as propostas teóricas para o escoamento deslizante sobre turbilhões introduzam um valor para o factor de resistência que salvaguarda rugosidade elevada, os valores experimentais parecem mostrar que a rugosidade introduzida neste tipo de descarregadores potencia grandemente a dissipação de energia, sobrepondo-se às estimativas teóricas. Todavia, e como foi já referido, os valores dos factores de resistência calculados segundo a proposta de Stephenson implicam que o escoamento atinja o regime de arejamento uniforme. Porém, da observação do escoamento e pelas condicionantes do modelo, largamente relatadas, não foi possível conferir se este regime foi atingido. Verifica-se, ainda assim, uma maior aproximação dos resultados teóricos, quando calculados pelas propostas de Chanson, relativamente aos resultados experimentais, quer calculadas em EQS como em EDT. Mais uma vez se verifica que a dissipação de energia é maior para caudais menores, ou seja, parece haver uma tendência para o escoamento em quedas sucessivas permitir maior dissipação de energia do que um escoamento deslizante sobre turbilhões. Esta afirmação é comprovada por

valores experimentais e por valores teóricos, pois em ambos os casos a dissipação de energia é maior para caudais mais baixos. Em anexo apresentam-se os resultados obtidos para os restantes caudais.

Quadro 26 – Resultados experimentais da dissipação de energia para o caudal 0,25 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE_m (m)	$\Delta E_m/E_m$
1 para 2	1,019	0,981	0,039	0,038
1 para 3	1,019	*	*	*
1 para 4	1,019	0,904	0,115	0,113
1 para 5	1,019	0,866	0,154	0,151
1 para 6	1,019	0,827	0,192	0,188
1 para 7	1,019	0,789	0,230	0,226
1 para 8	1,019	0,751	0,268	0,263
1 para 9	1,019	0,713	0,306	0,300
1 para 10	1,019	0,675	0,344	0,338
1 para 11	1,019	*	*	*
1 para 12	1,019	0,600	0,420	0,412
1 para 13	1,019	0,562	0,458	0,449
1 para 14	1,019	0,524	0,495	0,486
1 para 15	1,019	*	*	*
1 para 16	1,019	*	*	*
1 para 17	1,019	0,408	0,611	0,600
1 para 18	1,019	0,370	0,650	0,637
1 para 19	1,019	0,331	0,689	0,676
1 para 20	1,019	0,292	0,727	0,713
1 para 21	1,019	0,254	0,766	0,751
1 para 22	1,019	0,215	0,805	0,789
1 para 23	1,019	0,175	0,844	0,828
1 para 24	1,019	*	*	*
1 para 25	1,019	0,096	0,923	0,905
1 para 26	1,019	0,058	0,962	0,943

Quadro 27 – Resultados teóricos da dissipação de energia para o caudal 0,25 l/s.

Dissipação	hc (m)	Em _t (m)	ΔEt (m)	ΔEt/Em
1 para 2	0,007	0,049	0,016	0,333
1 para 3	0,007	0,088	0,055	0,628
1 para 4	0,007	0,126	0,094	0,742
1 para 5	0,007	0,165	0,132	0,802
1 para 6	0,007	0,204	0,171	0,840
1 para 7	0,007	0,242	0,210	0,866
1 para 8	0,007	0,281	0,248	0,884
1 para 9	0,007	0,320	0,287	0,898
1 para 10	0,007	0,358	0,326	0,909
1 para 11	0,007	0,397	0,365	0,918
1 para 12	0,007	0,436	0,403	0,925
1 para 13	0,007	0,475	0,442	0,931
1 para 14	0,007	0,513	0,481	0,936
1 para 15	0,007	0,552	0,519	0,941
1 para 16	0,007	0,591	0,558	0,945
1 para 17	0,007	0,629	0,597	0,948
1 para 18	0,007	0,668	0,635	0,951
1 para 19	0,007	0,707	0,674	0,954
1 para 20	0,007	0,745	0,713	0,956
1 para 21	0,007	0,784	0,752	0,958
1 para 22	0,007	0,823	0,790	0,960
1 para 23	0,007	0,862	0,829	0,962
1 para 24	0,007	0,900	0,868	0,964
1 para 25	0,007	0,939	0,906	0,965
1 para 26	0,007	0,978	0,945	0,967

Quadro 28 – Diferença entre valores experimentais e teóricos para o caudal 0,25 l/s.

Dissipação	$(\Delta E_m - \Delta E_t)/\Delta E_m$
1 para 2	57,97%
1 para 3	*
1 para 4	18,68%
1 para 5	13,80%
1 para 6	10,92%
1 para 7	8,86%
1 para 8	7,43%
1 para 9	6,24%
1 para 10	5,34%
1 para 11	*
1 para 12	3,96%
1 para 13	3,44%
1 para 14	2,91%
1 para 15	*
1 para 16	*
1 para 17	2,38%
1 para 18	2,18%
1 para 19	2,10%
1 para 20	1,94%
1 para 21	1,85%
1 para 22	1,77%
1 para 23	1,83%
1 para 24	*
1 para 25	1,80%
1 para 26	1,73%

Quadro 29 – Resultados experimentais da dissipação de energia para o caudal 1,24 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE_m (m)	$\Delta E_m/E_m$
1 para 2	1,038	1,000	0,038	0,037
1 para 3	1,038	*	*	*
1 para 4	1,038	0,924	0,113	0,109
1 para 5	1,038	0,887	0,151	0,145
1 para 6	1,038	0,850	0,188	0,181
1 para 7	1,038	0,812	0,225	0,217
1 para 8	1,038	0,776	0,262	0,252
1 para 9	1,038	0,739	0,298	0,288
1 para 10	1,038	0,703	0,334	0,322
1 para 11	1,038	*	*	*
1 para 12	1,038	0,634	0,404	0,389
1 para 13	1,038	0,603	0,435	0,419
1 para 14	1,038	0,556	0,482	0,464
1 para 15	1,038	*	*	*
1 para 16	1,038	*	*	*
1 para 17	1,038	0,439	0,598	0,576
1 para 18	1,038	0,403	0,635	0,612
1 para 19	1,038	0,364	0,674	0,649
1 para 20	1,038	0,325	0,713	0,687
1 para 21	1,038	0,287	0,751	0,724
1 para 22	1,038	0,248	0,790	0,761
1 para 23	1,038	0,204	0,833	0,803
1 para 24	1,038	*	*	*
1 para 25	1,038	0,135	0,902	0,870
1 para 26	1,038	0,098	0,939	0,905

Quadro 30 – Resultados teóricos da dissipação de energia para o caudal 1,24 l/s (EDT segundo Chanson).

Dissipação	h_c (m)	Em_t (m)	ΔEt_1 (m)	$\Delta Et_1/Em$
1 para 2	0,020	0,068	0,010	0,153
1 para 3	0,020	0,107	0,049	0,459
1 para 4	0,020	0,146	0,088	0,603
1 para 5	0,020	0,184	0,127	0,686
1 para 6	0,020	0,223	0,165	0,741
1 para 7	0,020	0,262	0,204	0,779
1 para 8	0,020	0,301	0,243	0,807
1 para 9	0,020	0,339	0,281	0,829
1 para 10	0,020	0,378	0,320	0,847
1 para 11	0,020	0,417	0,359	0,861
1 para 12	0,020	0,455	0,397	0,873
1 para 13	0,020	0,068	0,432	0,510
1 para 14	0,020	0,107	0,471	0,687
1 para 15	0,020	0,146	0,510	0,770
1 para 16	0,020	0,184	0,548	0,819
1 para 17	0,020	0,223	0,587	0,850
1 para 18	0,020	0,262	0,626	0,872
1 para 19	0,020	0,301	0,664	0,889
1 para 20	0,020	0,339	0,703	0,901
1 para 21	0,020	0,378	0,742	0,911
1 para 22	0,020	0,417	0,781	0,920
1 para 23	0,020	0,455	0,819	0,926
1 para 24	0,020	0,494	0,858	0,932
1 para 25	0,020	0,533	0,897	0,937
1 para 26	0,020	0,571	0,935	0,941

Quadro 31 – Resultados teóricos da dissipação de energia para o caudal 1,24 l/s (EDT segundo Stephenson).

Dissipação	hc (m)	Em _t (m)	ΔEt ₂ (m)	ΔEt ₂ /Em
1 para 2	0,020	0,068	0,010	0,153
1 para 3	0,020	0,107	0,049	0,459
1 para 4	0,020	0,146	0,088	0,603
1 para 5	0,020	0,184	0,127	0,686
1 para 6	0,020	0,223	0,165	0,741
1 para 7	0,020	0,262	0,204	0,779
1 para 8	0,020	0,301	0,243	0,807
1 para 9	0,020	0,339	0,281	0,829
1 para 10	0,020	0,378	0,320	0,847
1 para 11	0,020	0,417	0,359	0,861
1 para 12	0,020	0,455	0,397	0,873
1 para 13	0,020	0,068	0,349	-0,704
1 para 14	0,020	0,107	0,413	0,148
1 para 15	0,020	0,146	0,460	0,432
1 para 16	0,020	0,184	0,503	0,574
1 para 17	0,020	0,223	0,545	0,659
1 para 18	0,020	0,262	0,585	0,716
1 para 19	0,020	0,301	0,625	0,757
1 para 20	0,020	0,339	0,664	0,787
1 para 21	0,020	0,378	0,704	0,811
1 para 22	0,020	0,417	0,743	0,830
1 para 23	0,020	0,455	0,782	0,845
1 para 24	0,020	0,494	0,821	0,858
1 para 25	0,020	0,533	0,860	0,869
1 para 26	0,020	0,571	0,899	0,878

Quadro 32 – Diferença entre valores experimentais e teóricos para o caudal 1,24 l/s.

Dissipação	$(\Delta E_m - \Delta E_{t1}) / \Delta E_m$	$(\Delta E_m - \Delta E_{t2}) / \Delta E_m$
1 para 2	72,60%	72,60%
1 para 3	*	*
1 para 4	22,48%	22,48%
1 para 5	16,07%	16,07%
1 para 6	12,10%	12,10%
1 para 7	9,48%	9,48%
1 para 8	7,24%	7,24%
1 para 9	5,75%	5,75%
1 para 10	4,24%	4,24%
1 para 11	*	*
1 para 12	1,54%	1,54%
1 para 13	0,56%	19,63%
1 para 14	2,19%	14,17%
1 para 15	*	*
1 para 16	*	*
1 para 17	1,86%	8,97%
1 para 18	1,43%	7,87%
1 para 19	1,40%	7,28%
1 para 20	1,33%	6,77%
1 para 21	1,21%	6,28%
1 para 22	1,14%	5,89%
1 para 23	1,69%	6,13%
1 para 24	*	*
1 para 25	0,63%	4,65%
1 para 26	0,42%	4,25%

Quadro 33 – Resultados experimentais da dissipação de energia para o caudal 2,32 l/s.

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔEm (m)	$\Delta Em/Em$
1 para 2	1,053	1,015	0,038	0,036
1 para 3	1,053	*	*	*
1 para 4	1,053	0,941	0,112	0,106
1 para 5	1,053	0,902	0,151	0,143
1 para 6	1,053	0,866	0,187	0,178
1 para 7	1,053	0,830	0,224	0,212
1 para 8	1,053	0,794	0,260	0,246
1 para 9	1,053	0,759	0,295	0,280
1 para 10	1,053	0,723	0,330	0,313
1 para 11	1,053	*	*	*
1 para 12	1,053	0,658	0,395	0,375
1 para 13	1,053	0,631	0,422	0,401
1 para 14	1,053	0,588	0,465	0,442
1 para 15	1,053	*	*	*
1 para 16	1,053	*	*	*
1 para 17	1,053	0,471	0,582	0,553
1 para 18	1,053	0,434	0,620	0,588
1 para 19	1,053	0,395	0,658	0,625
1 para 20	1,053	0,357	0,697	0,661
1 para 21	1,053	0,318	0,735	0,698
1 para 22	1,053	0,279	0,774	0,735
1 para 23	1,053	0,233	0,821	0,779
1 para 24	1,053	*	*	*
1 para 25	1,053	0,156	0,897	0,852
1 para 26	1,053	0,118	0,936	0,888

Quadro 34 – Resultados teóricos da dissipação de energia para o caudal 2,32 l/s (EDT segundo Chanson).

Dissipação	h_c (m)	Em_t (m)	ΔEt_1 (m)	$\Delta Et_1/Em$
1 para 2	0,030	0,084	0,009	0,112
1 para 3	0,030	0,122	0,048	0,393
1 para 4	0,030	0,161	0,087	0,539
1 para 5	0,030	0,084	0,120	0,392
1 para 6	0,030	0,122	0,158	0,584
1 para 7	0,030	0,161	0,197	0,684
1 para 8	0,030	0,200	0,236	0,745
1 para 9	0,030	0,238	0,274	0,787
1 para 10	0,030	0,277	0,313	0,816
1 para 11	0,030	0,316	0,352	0,839
1 para 12	0,030	0,355	0,391	0,857
1 para 13	0,030	0,393	0,429	0,871
1 para 14	0,030	0,432	0,468	0,882
1 para 15	0,030	0,471	0,507	0,892
1 para 16	0,030	0,509	0,545	0,900
1 para 17	0,030	0,548	0,584	0,907
1 para 18	0,030	0,587	0,623	0,913
1 para 19	0,030	0,625	0,661	0,919
1 para 20	0,030	0,664	0,700	0,923
1 para 21	0,030	0,703	0,739	0,928
1 para 22	0,030	0,742	0,778	0,931
1 para 23	0,030	0,819	0,852	0,935
1 para 24	0,030	0,858	0,891	0,938
1 para 25	0,030	0,896	0,930	0,941
1 para 26	0,030	0,935	0,969	0,943

Quadro 35 – Resultados teóricos da dissipação de energia para o caudal 2,32 l/s (EDT segundo Stephenson).

Dissipação	hc (m)	Em _t (m)	ΔEt ₂ (m)	ΔEt ₂ /Em
1 para 2	0,030	0,084	0,009	0,112
1 para 3	0,030	0,122	0,048	0,393
1 para 4	0,030	0,161	0,087	0,539
1 para 5	0,030	0,084	-0,078	-1,969
1 para 6	0,030	0,122	0,028	-0,485
1 para 7	0,030	0,161	0,088	0,010
1 para 8	0,030	0,200	0,138	0,258
1 para 9	0,030	0,238	0,184	0,406
1 para 10	0,030	0,277	0,227	0,505
1 para 11	0,030	0,316	0,269	0,576
1 para 12	0,030	0,355	0,310	0,629
1 para 13	0,030	0,393	0,350	0,670
1 para 14	0,030	0,432	0,391	0,703
1 para 15	0,030	0,471	0,430	0,730
1 para 16	0,030	0,509	0,470	0,753
1 para 17	0,030	0,548	0,510	0,772
1 para 18	0,030	0,587	0,549	0,788
1 para 19	0,030	0,625	0,588	0,802
1 para 20	0,030	0,664	0,635	0,825
1 para 21	0,030	0,703	0,680	0,844
1 para 22	0,030	0,742	0,706	0,835
1 para 23	0,030	0,819	0,784	0,852
1 para 24	0,030	0,858	0,823	0,859
1 para 25	0,030	0,896	0,862	0,865
1 para 26	0,030	0,935	0,901	0,871

Quadro 36 – Diferença entre valores experimentais e teóricos para o caudal 2,32 l/s.

Dissipação	$(\Delta E_m - \Delta E_{t1}) / \Delta E_m$	$(\Delta E_m - \Delta E_{t2}) / \Delta E_m$
1 para 2	75,28%	75,28%
1 para 3	*	*
1 para 4	22,55%	22,55%
1 para 5	20,85%	151,58%
1 para 6	15,52%	85,31%
1 para 7	11,92%	60,45%
1 para 8	9,18%	46,71%
1 para 9	6,91%	37,69%
1 para 10	5,15%	31,29%
1 para 11	*	*
1 para 12	1,24%	21,65%
1 para 13	-1,59%	17,07%
1 para 14	-0,60%	16,04%
1 para 15	*	*
1 para 16	*	*
1 para 17	-0,28%	12,48%
1 para 18	-0,50%	11,37%
1 para 19	-0,47%	10,61%
1 para 20	-0,47%	8,87%
1 para 21	-0,47%	7,55%
1 para 22	-0,41%	8,82%
1 para 23	-3,87%	4,44%
1 para 24	*	*
1 para 25	-3,65%	3,90%
1 para 26	-3,55%	3,68%

5.6. CONVERSÃO DOS VALORES OBTIDOS EM MODELO REDUZIDO PARA A ESCALA DO PROTÓTIPO

Como já foi referido, a construção do modelo reduzido descrito neste trabalho não representa nenhum caso de estudo concreto, no entanto, considerou-se conveniente a conversão dos principais resultados deste estudo para a escala de protótipo, pretendendo desta forma, dar uma noção dos valores obtidos e analisados neste capítulo um pouco mais real, assim como facilitar uma eventual comparação com um caso de estudo real.

Os quadros 37 a 41 incorporam os valores dos parâmetros mais importantes convertidos para escala de protótipo.

Quadro 37 – Conversão das alturas críticas do escoamento para a escala do protótipo.

Degrau	hc (m)									
1	0,272	0,431	0,599	0,707	0,790	0,893	0,971	1,057	1,147	1,199
2	0,281	0,446	0,621	0,732	0,818	0,925	1,006	1,095	1,188	1,242
3	0,292	0,463	0,644	0,760	0,849	0,959	1,043	1,136	1,233	1,289
4	0,304	0,482	0,670	0,790	0,883	0,998	1,085	1,181	1,282	1,340
5	0,316	0,502	0,699	0,824	0,920	1,040	1,131	1,232	1,336	1,397
6	0,331	0,525	0,730	0,861	0,962	1,087	1,183	1,288	1,397	1,461
7	0,347	0,551	0,766	0,903	1,009	1,140	1,240	1,350	1,465	1,532
8	0,365	0,580	0,806	0,951	1,062	1,200	1,305	1,421	1,542	1,613
9	0,386	0,613	0,852	1,005	1,123	1,269	1,380	1,503	1,630	1,705
10	0,410	0,651	0,905	1,068	1,193	1,348	1,466	1,596	1,732	1,811
11	0,438	0,696	0,968	1,141	1,275	1,441	1,567	1,706	1,851	1,936
12	0,472	0,749	1,042	1,229	1,373	1,552	1,688	1,837	1,994	2,084
13	0,513	0,814	1,132	1,335	1,492	1,686	1,834	1,997	2,167	2,265
14	0,513	0,814	1,132	1,335	1,492	1,686	1,834	1,997	2,167	2,265
15	0,513	0,814	1,132	1,335	1,492	1,686	1,834	1,997	2,167	2,265
16	0,513	0,814	1,132	1,335	1,492	1,686	1,834	1,997	2,167	2,265
17	0,513	0,814	1,132	1,335	1,492	1,686	1,834	1,997	2,167	2,265
18	0,526	0,834	1,160	1,368	1,529	1,728	1,879	2,046	2,220	2,321
19	0,526	0,834	1,160	1,368	1,529	1,728	1,879	2,046	2,220	2,321
20	0,526	0,834	1,160	1,368	1,529	1,728	1,879	2,046	2,220	2,321
21	0,526	0,834	1,160	1,368	1,529	1,728	1,879	2,046	2,220	2,321
22	0,526	0,834	1,160	1,368	1,529	1,728	1,879	2,046	2,220	2,321
23	0,484	0,768	1,068	1,259	1,407	1,590	1,730	1,883	2,044	2,137
24	0,484	0,768	1,068	1,259	1,407	1,590	1,730	1,883	2,044	2,137
25	0,484	0,768	1,068	1,259	1,407	1,590	1,730	1,883	2,044	2,137
26	0,484	0,768	1,068	1,259	1,407	1,590	1,730	1,883	2,044	2,137
	2,53	5,06	8,30	10,63	12,55	15,08	17,80	19,43	21,96	23,48
	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s

Quadro 38 – Conversão das alturas de água para a escala do protótipo.

Degrau	Alturas de água (m)									
1	0,451	0,555	0,663	0,863	0,954	1,153	1,194	1,252	1,322	1,445
2	0,443	0,533	0,638	0,908	0,943	1,124	1,143	1,248	1,309	1,380
3	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
4	0,469	0,551	0,679	0,880	0,976	1,135	1,189	1,255	1,325	1,428
5	0,475	0,597	0,682	0,865	0,987	1,200	1,217	1,288	1,343	1,464
6	0,473	0,660	0,736	0,960	1,008	1,207	1,264	1,315	1,408	1,495
7	0,492	0,676	0,814	1,005	1,053	1,249	1,365	1,342	1,437	1,601
8	0,497	0,694	0,839	1,035	1,128	1,289	1,405	1,380	1,506	1,701
9	0,524	0,725	0,958	1,071	1,164	1,337	1,376	1,424	1,554	1,752
10	0,540	0,699	1,032	1,094	1,182	1,356	1,401	1,470	1,717	1,828
11	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
12	0,561	0,707	1,200	1,147	1,182	1,378	1,429	1,508	1,800	1,920
13	0,577	0,633	1,138	1,135	1,109	1,340	1,305	1,434	1,684	1,872
14	0,663	0,665	1,314	1,581	1,610	1,542	1,481	1,762	1,918	2,025
15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
17	0,652	0,603	1,277	1,559	1,554	1,468	1,518	1,817	1,922	2,097
18	0,658	0,660	1,288	1,562	1,538	1,487	1,516	1,860	1,959	2,192
19	0,663	0,670	1,300	1,576	1,542	1,504	1,501	1,889	1,959	2,190
20	0,667	0,710	1,317	1,556	1,554	*	1,494	1,877	2,018	2,176
21	0,660	0,704	1,358	1,532	1,541	1,502	1,504	1,892	1,928	2,164
22	0,678	0,722	1,297	1,523	1,532	1,521	1,478	1,882	1,920	2,188
23	0,654	0,718	1,213	1,428	1,508	1,468	1,470	1,777	1,884	2,096
24	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
25	0,511	0,599	0,849	1,049	1,029	1,417	1,436	1,401	1,515	2,019
26	0,460	0,579	0,811	1,034	0,982	1,353	1,372	1,299	1,464	1,989
	2,53 m3/s	5,06 m3/s	8,30 m3/s	10,63 m3/s	12,55 m3/s	15,08 m3/s	17,80 m3/s	19,43 m3/s	21,96 m3/s	23,48 m3/s

Quadro 39 – Conversão das velocidades médias do escoamento para a escala do protótipo.

Degrau	Velocidade (m/s)									
	2,53 m3/s	5,06 m3/s	8,30 m3/s	10,63 m3/s	12,55 m3/s	15,08 m3/s	17,80 m3/s	19,43 m3/s	21,96 m3/s	23,48 m3/s
1	0,94	1,60	2,19	2,16	2,30	2,29	2,51	2,72	2,92	2,85
2	1,01	1,72	2,40	2,16	2,46	2,48	2,76	2,87	3,11	3,14
3	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
4	1,12	1,86	2,53	2,55	2,66	2,75	2,98	3,20	3,43	3,40
5	1,17	1,87	2,68	2,76	2,80	2,77	3,10	3,33	3,60	3,53
6	1,26	1,77	2,65	2,61	2,93	2,94	3,19	3,48	3,69	3,70
7	1,30	1,85	2,58	2,67	2,97	3,05	3,17	3,66	3,88	3,71
8	1,39	1,95	2,70	2,80	3,04	3,20	3,33	3,85	4,00	3,77
9	1,43	2,03	2,57	2,95	3,15	3,35	3,69	4,05	4,19	3,98
10	1,52	2,31	2,61	3,16	3,45	3,61	3,97	4,30	4,16	4,12
11	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
12	1,81	2,82	2,78	3,54	4,26	4,39	4,81	5,17	4,90	4,89
13	1,92	3,64	3,32	4,26	5,15	5,12	5,96	6,16	5,93	5,70
14	1,73	3,39	2,87	2,94	3,55	4,45	5,25	5,02	5,21	5,25
15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
17	1,76	3,82	2,96	3,10	3,61	4,67	5,12	4,86	5,20	5,07
18	1,81	3,55	3,04	3,21	3,85	4,78	5,32	4,93	5,29	5,03
19	1,73	3,49	3,01	3,18	3,81	4,73	5,37	4,85	5,29	5,03
20	1,79	3,29	2,97	3,13	3,78	*	5,40	4,88	5,13	5,07
21	1,81	3,32	2,88	3,18	3,84	4,73	5,36	4,84	5,40	5,10
22	1,69	3,24	3,02	3,20	3,86	4,67	5,46	4,87	5,39	5,04
23	1,55	2,88	2,85	3,10	3,41	4,28	4,85	4,55	4,86	4,65
24	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
25	2,06	3,52	4,07	4,22	5,04	4,43	4,96	5,78	6,04	4,83
26	2,29	3,57	4,26	4,28	5,24	4,64	5,19	6,23	6,25	4,90

Quadro 40 – Conversão das energias específicas para a escala do protótipo.

Degrau	Energia específica (m)									
1	0,497	0,685	0,908	1,100	1,225	1,421	1,515	1,629	1,758	1,858
2	0,495	0,683	0,932	1,146	1,251	1,437	1,532	1,669	1,803	1,883
3	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
4	0,532	0,728	1,005	1,211	1,337	1,521	1,641	1,779	1,925	2,018
5	0,545	0,775	1,048	1,253	1,387	1,591	1,706	1,851	2,005	2,005
6	0,554	0,820	1,095	1,306	1,446	1,648	1,782	1,932	1,969	2,102
7	0,578	0,852	1,153	1,370	1,501	1,724	1,877	2,026	2,074	2,199
8	0,596	0,888	1,211	1,436	1,599	1,809	1,969	2,134	2,185	2,313
9	0,629	0,935	1,295	1,513	1,669	1,908	1,995	2,200	2,314	2,451
10	0,658	0,970	1,380	1,602	1,789	2,022	2,142	2,361	2,438	2,586
11	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
12	0,728	1,111	1,593	1,786	2,108	2,329	2,596	2,880	2,877	3,070
13	0,764	1,307	1,699	2,059	2,413	2,701	3,217	3,474	3,388	3,535
14	0,817	1,251	1,735	2,022	2,087	2,501	2,905	3,007	3,151	3,377
15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
17	0,811	1,346	1,722	2,049	2,065	2,556	2,859	2,967	3,148	3,331
18	0,826	1,300	1,759	2,087	2,147	2,634	2,977	3,041	3,231	3,389
19	0,815	1,291	1,762	2,091	2,133	2,619	2,997	3,022	3,232	3,390
20	0,830	1,263	1,767	2,055	2,132	*	3,008	3,030	3,195	3,397
21	0,827	1,266	1,781	2,047	2,147	2,620	2,994	3,021	3,269	3,404
22	0,824	1,257	1,761	2,044	2,148	2,604	3,032	3,027	3,260	3,391
23	0,776	1,140	1,627	1,918	1,948	2,350	2,655	2,762	2,928	3,088
24	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
25	0,728	1,231	1,694	1,957	2,283	2,384	2,692	3,175	3,310	3,120
26	0,728	1,229	1,737	1,969	2,354	2,440	2,774	3,407	3,408	3,135
	2,53 m3/s	5,06 m3/s	8,30 m3/s	10,63 m3/s	12,55 m3/s	15,08 m3/s	17,80 m3/s	19,43 m3/s	21,96 m3/s	23,48 m3/s

Quadro 41 – Conversão das energias totais para a escala do protótipo.

Degrau	Energia (m)									
1	40,78	40,97	41,19	41,38	41,50	41,70	41,80	41,91	42,04	42,14
2	39,23	39,42	39,66	39,88	39,98	40,17	40,26	40,40	40,53	40,61
3	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
4	36,17	36,36	36,64	36,85	36,97	37,16	37,28	37,41	37,56	37,65
5	34,63	34,86	35,14	35,34	35,48	35,68	35,79	35,94	36,09	36,09
6	33,09	33,36	33,64	33,85	33,99	34,19	34,32	34,47	34,51	34,64
7	31,57	31,84	32,14	32,36	32,49	32,72	32,87	33,02	33,07	33,19
8	30,04	30,33	30,66	30,88	31,04	31,25	31,41	31,58	31,63	31,76
9	28,52	28,83	29,19	29,41	29,57	29,80	29,89	30,10	30,21	30,35
10	27,01	27,32	27,73	27,95	28,14	28,37	28,49	28,71	28,79	28,93
11	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
12	23,98	24,36	24,84	25,04	25,36	25,58	25,85	26,13	26,13	26,32
13	22,47	23,01	23,40	23,76	24,12	24,41	24,92	25,18	25,09	25,24
14	20,97	21,41	21,89	22,18	22,24	22,66	23,06	23,16	23,31	23,53
15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
16	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
17	16,32	16,86	17,23	17,56	17,58	18,07	18,37	18,48	18,66	18,84
18	14,79	15,26	15,72	16,05	16,11	16,60	16,94	17,00	17,20	17,35
19	13,23	13,71	14,18	14,51	14,55	15,03	15,41	15,44	15,65	15,81
20	11,70	12,13	12,64	12,92	13,00	*	13,88	13,90	14,06	14,27
21	10,15	10,59	11,10	11,37	11,47	11,94	12,31	12,34	12,59	12,72
22	8,60	9,03	9,53	9,82	9,92	10,38	10,80	10,80	11,03	11,16
23	7,00	7,36	7,85	8,14	8,17	8,57	8,88	8,99	9,15	9,31
24	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
25	3,86	4,36	4,82	5,08	5,41	5,51	5,82	6,30	6,44	6,25
26	2,31	2,81	3,32	3,55	3,93	4,02	4,35	4,99	4,99	4,72
	2,53 m3/s	5,06 m3/s	8,30 m3/s	10,63 m3/s	12,55 m3/s	15,08 m3/s	17,80 m3/s	19,43 m3/s	21,96 m3/s	23,48 m3/s

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise das características do escoamento realizadas neste trabalho são aplicáveis, em princípio, a descarregadores em degraus, escavados em rocha e sem revestimento, para canais com declive 1V:2,6H (21,16°), altura máxima de 40 m, com escala 1:40 para efeitos de conversão dos valores de modelo para valores à escala de protótipo.

No que diz respeito aos regimes de escoamentos registados, os valores teóricos dos limites de ocorrência de EDT são superiores aos valores registados e observados em laboratório. A proposta teórica que melhor se aproxima dos resultados experimentais é a proposta de Pinheiro e Fael. A grande rugosidade que este modelo apresenta confere uma turbulência elevada e antecipa o afloramento da camada limite, ajudando a antecipar a ocorrência de escoamento deslizante sobre turbilhões.

Os coeficientes de correlação linear obtidos, aquando da calibração do material de medição, nomeadamente o conjunto flutuador/potenciómetro foram satisfatórios, todos na casa dos 99%, no entanto, as características específicas de cada degrau podem ter introduzido alguma irregularidade na medição das alturas do escoamento. O degrau 13, isento de rugosidade nas suas paredes laterais, regista uma descida da altura de água e aumenta o valor da velocidade média do escoamento. O degrau 14, por sua vez, marca o decréscimo da velocidade média, tendendo a partir deste degrau para um valor aproximadamente constante. O degrau 14, regista ainda, um aumento brusco da altura de água, devido principalmente, à rugosidade exagerada neste degrau. De facto, há um estreitamento brusco da largura do canal, que influencia o escoamento. A partir do degrau 23, com o alargamento do canal, dá-se a descida abrupta da altura de água, assim como, o aumento da velocidade do escoamento.

Apesar das imperfeições apontadas na concepção do modelo, deve-se ter em linha de conta que estas poderão facilmente existir numa situação real, uma vez que o objectivo do estudo desta solução, comporta um ganho económico importante, por redução das tarefas na frente de obra, nomeadamente betonagens ou colocação de revestimento.

Verifica-se um ganho progressivo de energia específica à medida que o escoamento se dirige para jusante. A parcela das alturas cinéticas, na equação de Bernoulli é mais determinante no cálculo das energias específicas do que a parcela correspondente às alturas de água.

A dissipação de energia aumenta para jusante e aumenta quanto menor for o caudal. Nos caudais que registam escoamento em quedas sucessivas na totalidade do canal descarregador, a dissipação de energia é maior do que em caudais que registam escoamento em quedas sucessivas a montante e

escoamento deslizante sobre turbilhões a jusante. Os valores teóricos da dissipação de energia calculados pela proposta de Chanson, quer para caudais com EQS como para caudais com EQS+EDT, aproximam-se mais dos resultados experimentais do que os valores teóricos calculados pela proposta de Stephenson. Na generalidade, os resultados teóricos dos valores da dissipação de energia são inferiores aos resultados experimentais. Todavia, os resultados obtidos para os valores teóricos da dissipação de energia para o caudal 2,32 l/s mostram-se superiores aos valores experimentais, o que leva a crer que deva existir um caudal de dimensionamento ajustado às dimensões do descarregador.

As potencialidades dos descarregadores em degraus estão amplamente demonstradas em diversos trabalhos científicos e neste estudo fica demonstrada a enorme eficácia da solução em degraus, no que diz respeito às dissipações de energia degrau a degrau e dissipações totais, com ganhos consideráveis na redução dos custos da construção dos mesmos. De facto, o desmonte a fogo é aproveitado para conferir aos degraus uma rugosidade extra, potenciando o aumento das perdas de carga, assim como a redução dos custos totais da obra.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O autor gostaria de recomendar as seguintes propostas e desenvolvimentos futuros:

- Medições em protótipo que pudessem ser comparadas às medições realizadas neste estudo em modelo reduzido e desta forma, poder avaliar a eventual influência de efeitos de escala;
- Calibração própria para cada degrau, tentando reduzir o efeito de possíveis imperfeições da geometria de cada degrau;
- Munir o modelo utilizado neste estudo com tomadas de pressão em diferentes pontos em cada degrau;
- Aumento da extensão das janelas para melhorar a observação das características do escoamento, no entanto, esta acção resulta numa perda de rugosidade importante nas paredes laterais, sendo necessário encontrar uma solução que combine as duas pretensões, que poderá não ser fácil;
- Avaliação da influência do número de Reynolds no factor de resistência ao escoamento;
- Construção de um modelo com degraus lisos para comparação da influência do factor rugosidade na dissipação de energia;
- Construção de modelos com inclinações e geometrias diferentes, nomeadamente alturas dos degraus e secção transversal, que permitissem uma comparação futura com os resultados obtidos neste estudo;
- Aumento do comprimento do canal descarregador que possibilitasse o desenvolvimento do escoamento arejado uniforme.
- Definir qual a gama de caudais mais ajustáveis às dimensões geométricas do descarregador.

BIBLIOGRAFIA

- Barbosa, J.N. *Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral Volume II*. Porto Editora, Porto, 1986.
- Chanson, H. *Jet Flow on Stepped Spillways*. The University of Queensland, Brisbane, 1995.
- Chanson, H. *Hydraulic Design of Stepped Spillways and Downstream Energy Dissipators*. The University of Queensland, Brisbane, 2001.
- Lemos, F.O. *Critérios para o Dimensionamento Hidráulico de Barragens Descarregadoras*. LNEC, Lisboa, 1981.
- Lencastre, A. *Descarregadores de Cheia com Particular Incidência sobre a Dissipação de Energia em Jactos Cruzados*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1984.
- Yuditskii, G.A., *Acção Hidrodinâmica de uma Lâmina Descarregadora sobre Fragmentos de um Leito Rochoso e Condições de Rotura deste*. LNEC, Lisboa, 1983.
- Coelho, M. modelos físicos em hidráulica. In *Apontamentos da Disciplina de Estruturas Hidráulicas*, pág. 1 a 18, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Costa, T., Lança, R. barragens. In *Apontamentos da Disciplina de Hidráulica Aplicada*, Escola Superior de Tecnologia da Universidade do Algarve, Faro, 2001.
- Lemos, J. descarregador escavado em rocha. In *Apontamentos de Obras de Aterro*, FEUP, Porto.
- Pinheiro, A. descarregadores de cheia em canal de encosta, dimensionamento e implantação. In *Apontamentos de Estruturas Hidráulicas*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2006.
- André, S., Schleiss, A. *Flow over a Stepped Chute with and without Macro-Roughness Elements*. Canadian Journal of Civil Engineering, 2005, 880-891, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.
- Chanson, H., Gonzalez, A., *Physical Modelling and Scale Effects of Air-Water Flows on Stepped Spillways*. Journal of Zhejiang University Science, 20/01/2005, 243-250, Zhejiang University, Hangzhou.
- Chanson, H., Gonzalez, C. *Hydraulic Design of Stepped Spillways and Downstream Energy Dissipators for Embankment Dams*. Dam Engineering, 01-03-2007, 223-244. Rodriguez, A.A.A.
- Musavi-Jahromi, H., Bina, M., Salmasi, F. *Physical and Numerical Modelling of the Nappe Flow in the Stepped Spillways*. Journal of Applied Sciences, 08/09/2008, 1720-1725, Faculty of Water Science Engineering, Shahid Chamran University, Ahwaz.
- André, M., Ramos, P. *Dissipação de Energia em Descarregadores de Cheia em Degraus. Aplicação a Descarregadores com Largura Constante e com Paredes Convergentes*. VII Congresso da Água, 8 a 12 de Março de 2004, LNEC, Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, Lisboa.
- Chanson, H., Toombes, L. *Energy Dissipation in Stepped Waterway*. The 27th Congress of the International Association for Hydraulic Research, August 10-15, 1997, San Francisco, 595-600, ASCE, New York.
- Chanson, H. Matos, J. *Hydraulic Structures: A Challenge to Engineers and Researchers*. Proceedings of the International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures, 2-4 September 2006, Montemor-o-Novo, The University of Queensland, Brisbane.

Meireles, I., Matos, J., Falcão de Melo, J. *Energia Específica Residual do Escoamento em Descarregadores de Cheias em Degraus. Aplicação do Ressalto Hidráulico*. VII Congresso da Água, 8 a 12 de Março de 2004, LNEC, Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, Lisboa.

Ramos, C. *Descarregadores de Cheias. Soluções não Convencionais. Critérios de Projecto*. SEPREM, 2 de Novembro de 2004, Madrid, pág.1 a 10, LNEC, Lisboa.

Carbajo, E. *Barragens - Riscos, Acidentes e Aprendizado*. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2005.

Custódio, C. *Descarregadores de Blocos de Betão Pré-Fabricados sobre Barragens de Aterro*. Dissertação de Mestrado, IST, 1999.

Gomes, F. *Campo de Pressões: Condições de Incipiência à Cavitação em Degraus com Declividade IV:0,75H*. Tese de Doutoramento, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

Lemos, M., Vinagre, T. *Estruturas Hidráulicas Continentais*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007.

Pinheiro, A. *Descarregadores de Cheia em Canal de Encosta em Barragens de Aterro. Concepção e Dimensionamento Hidráulico*. Lição de Síntese, IST, 2007.

Quintela, J., Silva, R. *Projecto de Adequação dos Órgãos de Descarga da Barragem de Paradela*. Projecto de Conclusão de Curso, FEUP, 2007.

Sanagiotto, D. *Características do Escoamento sobre Vertedouros em Degraus de Declividade IV:0,75H*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

Watzko, A. *Barragens de Enrocamento com face de Concreto no Brasil*. Dissertação para a Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

Amador, A., Dolz, J., Fratino, U., Sánchez-Juny, M., Renna, F., Valenzano, B. *Air Inception and Pressure Fields over a Stepped Spillway in Transition Flow Regime*. <http://www.flumen.upc.es/admin/files/58.pdf>. 12/10/2008.

EPE. *Estudos para Licitação da Expansão da Geração do Aproveitamento Hidroelétrico de Dardanelos*. 15 de Setembro de 2006. http://www.epe.gov.br/leiloes/Documents/LeilaoA-52006_15/RelatorioTecnicoDardanelos.pdf. 22/05/2008.

Melo, J. Ramos, C. *Previsão da Erosão em Maciços Rochosos por Acção de Jactos*. <http://www.dha.lnec.pt/nre/portugues/funcionarios/papers/jfmelo/ca1.pdf>. 20/09/2007.

Ota, J., Tozzi, M. *Vertedouros em Degraus*. <http://www.up.edu.br/davinci/pdf01.pdf>. 12/10/2008.

Pinheiro, A., Relvas, A. *Descarregadores de Cheias não Convencionais sobre Barragens de Aterro. Apresentação de Soluções e Estudo Comparativo*, <http://www.aprh.pt/congressoagua98/files/com/112.pdf>. 17/09/2007

<http://www.dre.pt/pdf1sdip/2007/10/19800/0745907474.PDF>. 15/09/2007.

http://www.inag.pt/inag2004/port/divulga/legisla/pdf_nac/SegurancaBarragens/Port846_93.PDF. 15/09/2007

<http://kfki.baw.de/conferences/ICHE/2002-Warsaw/ARTICLES/PDF/138.pdf>. 10/10/2008

ANEXOS

A1. CALIBRAÇÃO DO DISPOSITIVO DE MEDIÇÃO DE CAUDAIS UTILIZADO NAS MEDIÇÕES EXPERIMENTAIS

V inicial (l)	V final (l)	ΔV (l)	Tempo (s)	Q (l/s)
20	40	20	20	1,00
40	60	20	20	1,00
60	80	20	20	1,00
80	100	20	20	1,00
Média				1,00
Dpadrão				0,00

V inicial (l)	V final (l)	ΔV (l)	Tempo (s)	Q (l/s)
20	40	20	27	0,74
40	60	20	27	0,74
60	80	20	27	0,74
80	100	20	28	0,71
Média				0,73
Dpadrão				0,01

V inicial (l)	V final (l)	ΔV (l)	Tempo (s)	Q (l/s)
20	40	20	32	0,63
40	60	20	31	0,65
60	80	20	32	0,63
80	100	20	31	0,65
Média				0,64
Dpadrão				0,01

V inicial (l)	V final (l)	ΔV (l)	Tempo (s)	Q (l/s)
20	40	20	34	0,59
40	60	20	34	0,59
60	80	20	34	0,59
80	100	20	33	0,61
			Média	0,59
			Dpadrão	0,01

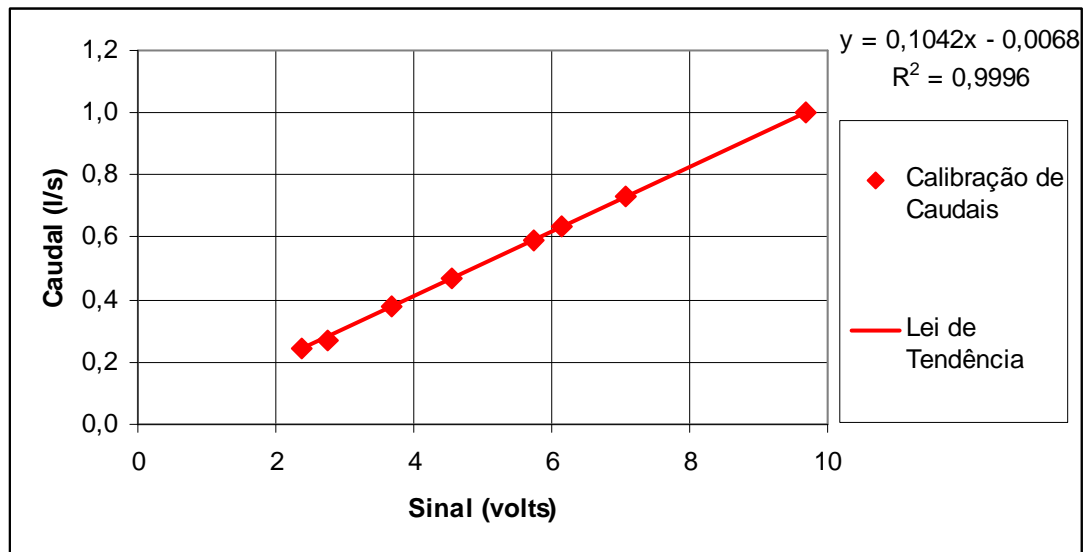
V inicial (l)	V final (l)	ΔV (l)	Tempo (s)	Q (l/s)
20	40	20	42	0,48
40	60	20	43	0,47
60	80	20	42	0,48
80	100	20	43	0,47
			Média	0,47
			Dpadrão	0,01

V inicial (l)	V final (l)	ΔV (l)	Tempo (s)	Q (l/s)
20	40	20	53	0,38
40	60	20	52	0,38
60	80	20	54	0,37
80	100	20	53	0,37
			Média	0,38
			Dpadrão	0,01

V inicial (l)	V final (l)	ΔV (l)	Tempo (s)	Q (l/s)
20	40	20	73	0,27
40	60	20	73	0,27
60	80	20	74	0,27
80	100	20	75	0,27
			Média	0,27
			Dpadrão	0,00

V inicial (l)	V final (l)	ΔV (l)	Tempo (s)	Q (l/s)
20	40	20	80	0,25
40	60	20	81	0,25
60	80	20	81	0,25
80	100	20	82	0,25
			Média	0,25
			Dpadrão	0,00

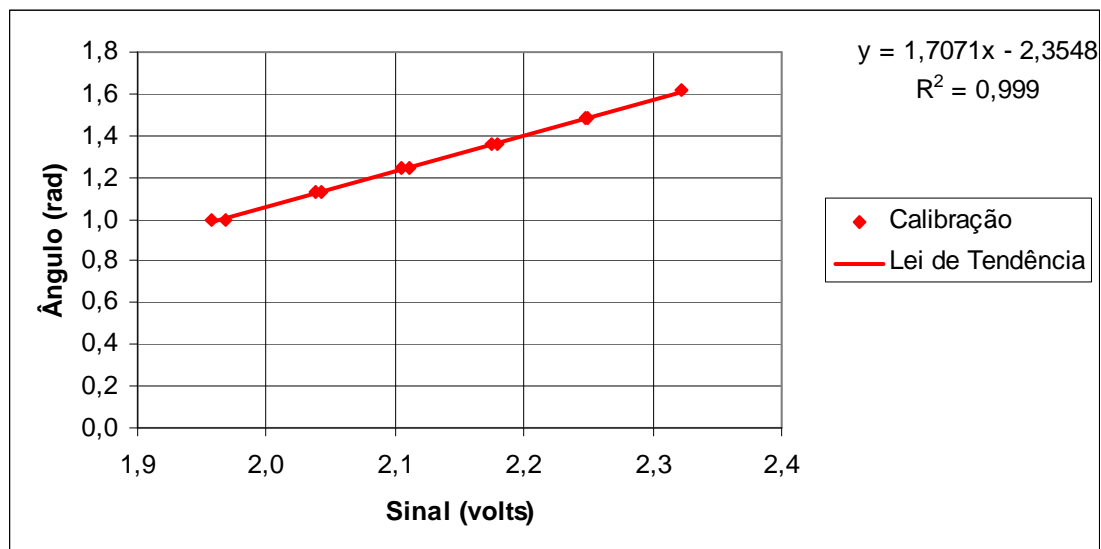
Caudal (l/s)	Sinal (volts)
1,0000	9,691
0,7341	7,077
0,6351	6,158
0,5927	5,738
0,4707	4,543
0,3774	3,686
0,2712	2,767
0,2469	2,385



A2. CALIBRAÇÃO DO FLUTUADOR/POTENCIÓMETRO (DEGRAU 1)

Medição	Sinal (volts)	y	A - (y+d/2+r)	$\cos\alpha = [A-(y+d/2+r)]/D$	α
1	1,95767	0,0	13,25	0,540816327	0,999
2	2,03815	2,7	10,55	0,430612245	1,126
3	2,10463	5,4	7,85	0,320408163	1,245
4	2,18024	8,1	5,15	0,210204082	1,359
5	2,24898	11,1	2,15	0,087755102	1,483
6	2,32162	14,3	-1,05	-0,042857143	1,614
7	2,24710	11,1	2,15	0,087755102	1,483
8	2,17527	8,1	5,15	0,210204082	1,359
9	2,11056	5,4	7,85	0,320408163	1,245
10	2,04353	2,7	10,55	0,430612245	1,126
11	1,96841	0,0	13,25	0,540816327	0,999

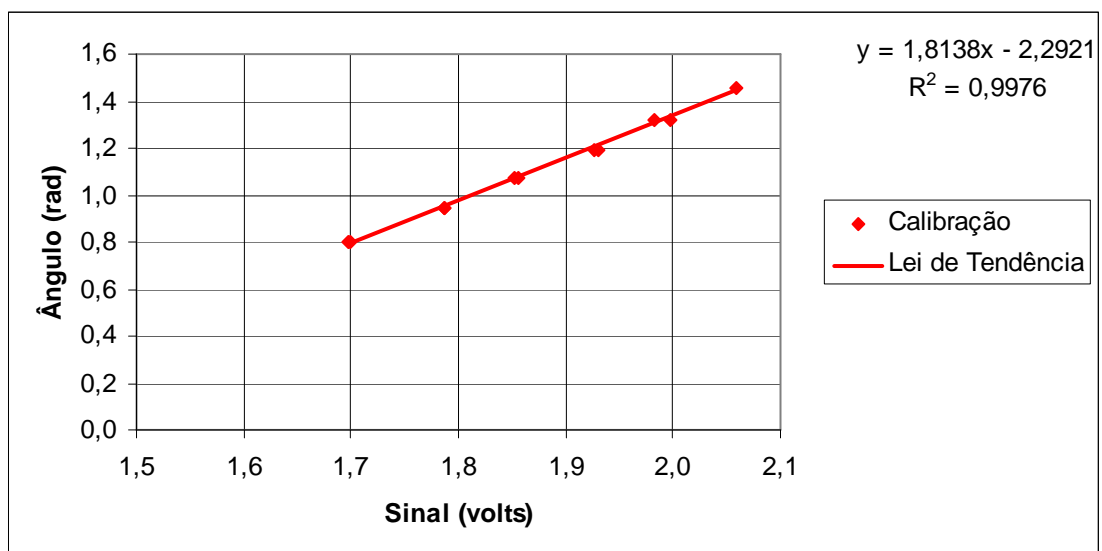
A (cm)	d/2 (cm)	D (cm)	r (cm)
15	1,25	24,5	0,5



A3. CALIBRAÇÃO DO FLUTUADOR/POTENCIÓMETRO (DEGRAU 2)

Medição	Sinal (volts)	y	A - (y+d/2+r)	$\cos\alpha = [A-(y+d/2+r)]/D$	α
1	1,69794	0,0	17,12	0,69877551	0,797
2	1,78771	2,7	14,42	0,588571429	0,942
3	1,85634	5,4	11,72	0,478367347	1,072
4	1,93013	8,1	9,02	0,368163265	1,194
5	1,98291	11,1	6,02	0,245714286	1,323
6	2,05981	14,3	2,82	0,115102041	1,455
7	1,99802	11,1	6,02	0,245714286	1,323
8	1,92643	8,1	9,02	0,368163265	1,194
9	1,85223	5,4	11,72	0,478367347	1,072
10	1,78648	2,7	14,42	0,588571429	0,942
11	1,69907	0,0	17,12	0,69877551	0,797

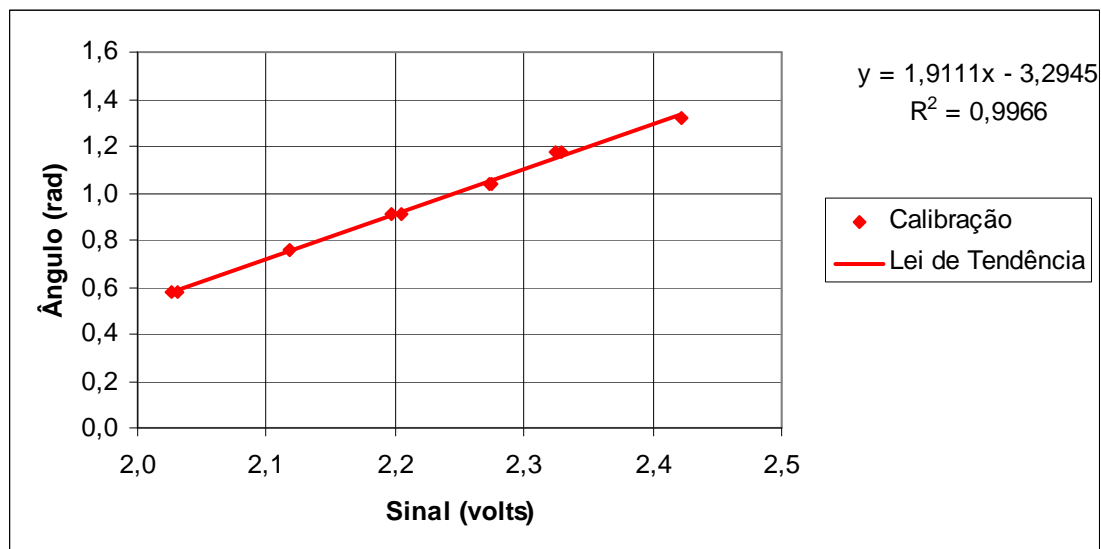
A (cm)	d/2 (cm)	D (cm)	r (cm)
18,87	1,25	24,50	0,50



A4. CALIBRAÇÃO DO FLUTUADOR/POTENCIÓMETRO (RESTANTES DEGRAUS)

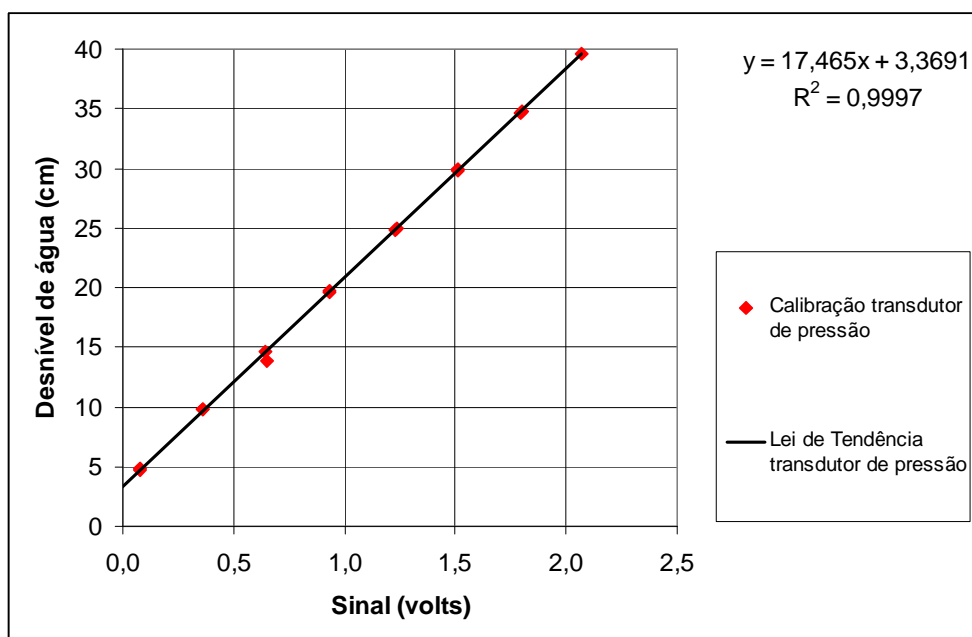
Medição	Sinal (volts)	y	A - (y+d/2+r)	$\cos\alpha = [A-(y+d/2)]/D$	α
1	2,03078	0,0	20,490000	0,836326531	0,580
2	2,11870	2,7	17,790000	0,726122449	0,758
3	2,20436	5,4	15,090000	0,615918367	0,907
4	2,27541	8,1	12,390000	0,505714286	1,041
5	2,32521	11,1	9,390000	0,383265306	1,177
6	2,42252	14,3	6,190000	0,252653061	1,315
7	2,32990	11,1	9,390000	0,383265306	1,177
8	2,27374	8,1	12,390000	0,505714286	1,041
9	2,19655	5,4	15,090000	0,615918367	0,907
10	2,11809	2,7	17,790000	0,726122449	0,758
11	2,02693	0,0	20,490000	0,836326531	0,580

A	d/2	D	r
22,24	1,25	24,50	0,50



A5. CALIBRAÇÃO DO TRANSDUTOR DE PRESSÃO DIFERENCIAL

Medição	Δh (cm)	Sinal (volts)
1	0,05	0,194203
2	4,83	0,077815
3	9,81	0,361935
4	13,82	0,647563
5	19,80	0,931679
6	24,99	1,234427
7	29,87	1,513554
8	34,80	1,799915
9	39,57	2,071392
10	34,68	1,792003
11	29,78	1,510457
12	24,83	1,229725
13	19,67	0,929485
14	14,60	0,640796
15	9,78	0,363603
16	4,70	0,074813
17	0,30	0,178034



A6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 0,50 L/S

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE_m (m)	$\Delta E_m/E_m$
1 para 2	1,024	0,985	0,039	0,038
1 para 3	1,024	*	*	*
1 para 4	1,024	0,909	0,115	0,112
1 para 5	1,024	0,872	0,153	0,149
1 para 6	1,024	0,834	0,190	0,186
1 para 7	1,024	0,796	0,228	0,223
1 para 8	1,024	0,758	0,266	0,260
1 para 9	1,024	0,721	0,303	0,296
1 para 10	1,024	0,683	0,341	0,333
1 para 11	1,024	*	*	*
1 para 12	1,024	0,609	0,415	0,405
1 para 13	1,024	0,575	0,449	0,438
1 para 14	1,024	0,535	0,489	0,477
1 para 15	1,024	*	*	*
1 para 16	1,024	*	*	*
1 para 17	1,024	0,421	0,603	0,588
1 para 18	1,024	0,382	0,643	0,627
1 para 19	1,024	0,343	0,681	0,665
1 para 20	1,024	0,303	0,721	0,704
1 para 21	1,024	0,265	0,759	0,742
1 para 22	1,024	0,226	0,798	0,780
1 para 23	1,024	0,184	0,840	0,820
1 para 24	1,024	*	*	*
1 para 25	1,024	0,109	0,915	0,894
1 para 26	1,024	0,070	0,954	0,931

A7. RESULTADOS TEÓRICOS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 0,50 L/S

Dissipação	hc (m)	Em _t (m)	ΔEt (m)	ΔEt/Em
1 para 2	0,011	0,055	0,013	0,245
1 para 3	0,011	0,094	0,052	0,557
1 para 4	0,011	0,132	0,091	0,687
1 para 5	0,011	0,171	0,130	0,758
1 para 6	0,011	0,210	0,168	0,802
1 para 7	0,011	0,248	0,207	0,833
1 para 8	0,011	0,287	0,246	0,856
1 para 9	0,011	0,326	0,284	0,873
1 para 10	0,011	0,364	0,323	0,886
1 para 11	0,011	0,403	0,362	0,897
1 para 12	0,011	0,442	0,400	0,906
1 para 13	0,011	0,481	0,439	0,914
1 para 14	0,011	0,519	0,478	0,920
1 para 15	0,011	0,558	0,517	0,926
1 para 16	0,011	0,597	0,555	0,931
1 para 17	0,011	0,635	0,594	0,935
1 para 18	0,011	0,674	0,633	0,939
1 para 19	0,011	0,713	0,671	0,942
1 para 20	0,011	0,751	0,710	0,945
1 para 21	0,011	0,790	0,749	0,948
1 para 22	0,011	0,829	0,787	0,950
1 para 23	0,011	0,868	0,826	0,952
1 para 24	0,011	0,906	0,865	0,954
1 para 25	0,011	0,945	0,904	0,956
1 para 26	0,011	0,984	0,942	0,958

A8. DIFERENÇA ENTRE VALORES EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS PARA O CAUDAL 0,50 L/S

Dissipação	$(\Delta E_m - \Delta E_t) / \Delta E_m$
1 para 2	65,32%
1 para 3	*
1 para 4	21,04%
1 para 5	15,09%
1 para 6	11,52%
1 para 7	9,25%
1 para 8	7,60%
1 para 9	6,27%
1 para 10	5,32%
1 para 11	*
1 para 12	3,52%
1 para 13	2,16%
1 para 14	2,27%
1 para 15	*
1 para 16	*
1 para 17	1,45%
1 para 18	1,54%
1 para 19	1,48%
1 para 20	1,50%
1 para 21	1,41%
1 para 22	1,37%
1 para 23	1,65%
1 para 24	*
1 para 25	1,27%
1 para 26	1,22%

A9. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 0,82 L/S

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔEm (m)	$\Delta Em/Em$
1 para 2	1,030	0,992	0,038	0,037
1 para 3	1,030	*	*	*
1 para 4	1,030	0,916	0,114	0,110
1 para 5	1,030	0,878	0,151	0,147
1 para 6	1,030	0,841	0,189	0,183
1 para 7	1,030	0,804	0,226	0,220
1 para 8	1,030	0,766	0,263	0,256
1 para 9	1,030	0,730	0,300	0,291
1 para 10	1,030	0,693	0,337	0,327
1 para 11	1,030	*	*	*
1 para 12	1,030	0,621	0,409	0,397
1 para 13	1,030	0,585	0,445	0,432
1 para 14	1,030	0,547	0,483	0,469
1 para 15	1,030	*	*	*
1 para 16	1,030	*	*	*
1 para 17	1,030	0,431	0,599	0,582
1 para 18	1,030	0,393	0,637	0,618
1 para 19	1,030	0,354	0,675	0,656
1 para 20	1,030	0,316	0,714	0,693
1 para 21	1,030	0,278	0,752	0,730
1 para 22	1,030	0,238	0,791	0,769
1 para 23	1,030	0,196	0,834	0,809
1 para 24	1,030	*	*	*
1 para 25	1,030	0,121	0,909	0,883
1 para 26	1,030	0,083	0,947	0,919

A10. RESULTADOS TEÓRICOS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 0,82 L/S

Dissipação	hc (m)	Em _t (m)	ΔEt (m)	ΔEt/Em
1 para 2	0,015	0,061	0,012	0,190
1 para 3	0,015	0,100	0,050	0,504
1 para 4	0,015	0,139	0,089	0,642
1 para 5	0,015	0,177	0,128	0,721
1 para 6	0,015	0,216	0,166	0,771
1 para 7	0,015	0,255	0,205	0,805
1 para 8	0,015	0,293	0,244	0,831
1 para 9	0,015	0,332	0,283	0,851
1 para 10	0,015	0,371	0,321	0,866
1 para 11	0,015	0,409	0,360	0,879
1 para 12	0,015	0,448	0,399	0,889
1 para 13	0,015	0,487	0,437	0,898
1 para 14	0,015	0,526	0,476	0,906
1 para 15	0,015	0,564	0,515	0,912
1 para 16	0,015	0,603	0,553	0,918
1 para 17	0,015	0,642	0,592	0,923
1 para 18	0,015	0,680	0,631	0,927
1 para 19	0,015	0,719	0,670	0,931
1 para 20	0,015	0,758	0,708	0,935
1 para 21	0,015	0,796	0,747	0,938
1 para 22	0,015	0,835	0,786	0,941
1 para 23	0,015	0,874	0,824	0,943
1 para 24	0,015	0,913	0,863	0,946
1 para 25	0,015	0,951	0,902	0,948
1 para 26	0,015	0,990	0,940	0,950

A11. DIFERENÇA ENTRE VALORES EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS PARA O CAUDAL 0,82 L/S

Dissipação	$(\Delta E_m - \Delta E_t) / \Delta E_m$
1 para 2	69,46%
1 para 3	*
1 para 4	21,74%
1 para 5	15,63%
1 para 6	11,90%
1 para 7	9,31%
1 para 8	7,44%
1 para 9	5,83%
1 para 10	4,56%
1 para 11	*
1 para 12	2,46%
1 para 13	1,66%
1 para 14	1,35%
1 para 15	*
1 para 16	*
1 para 17	1,14%
1 para 18	0,93%
1 para 19	0,86%
1 para 20	0,80%
1 para 21	0,71%
1 para 22	0,74%
1 para 23	1,10%
1 para 24	*
1 para 25	0,83%
1 para 26	0,68%

A12. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 1,05 L/S

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔEm (m)	$\Delta Em/Em$
1 para 2	1,035	0,997	0,038	0,036
1 para 3	1,035	*	*	*
1 para 4	1,035	0,921	0,113	0,110
1 para 5	1,035	0,884	0,151	0,146
1 para 6	1,035	0,846	0,188	0,182
1 para 7	1,035	0,809	0,225	0,218
1 para 8	1,035	0,772	0,263	0,254
1 para 9	1,035	0,735	0,299	0,289
1 para 10	1,035	0,699	0,336	0,325
1 para 11	1,035	*	*	*
1 para 12	1,035	0,626	0,409	0,395
1 para 13	1,035	0,594	0,440	0,426
1 para 14	1,035	0,554	0,480	0,464
1 para 15	1,035	*	*	*
1 para 16	1,035	*	*	*
1 para 17	1,035	0,439	0,595	0,576
1 para 18	1,035	0,401	0,633	0,612
1 para 19	1,035	0,363	0,672	0,649
1 para 20	1,035	0,323	0,711	0,688
1 para 21	1,035	0,284	0,750	0,725
1 para 22	1,035	0,245	0,789	0,763
1 para 23	1,035	0,204	0,831	0,803
1 para 24	1,035	*	*	*
1 para 25	1,035	0,127	0,907	0,877
1 para 26	1,035	0,089	0,946	0,914

A13. RESULTADOS TEÓRICOS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 1,05 L/S

Dissipação	hc (m)	Em _t (m)	ΔEt (m)	ΔEt/Em
1 para 2	0,018	0,065	0,011	0,167
1 para 3	0,018	0,104	0,050	0,477
1 para 4	0,018	0,143	0,088	0,619
1 para 5	0,018	0,181	0,127	0,700
1 para 6	0,018	0,220	0,166	0,753
1 para 7	0,018	0,259	0,204	0,790
1 para 8	0,018	0,297	0,243	0,817
1 para 9	0,018	0,336	0,282	0,838
1 para 10	0,018	0,375	0,320	0,855
1 para 11	0,018	0,414	0,359	0,869
1 para 12	0,018	0,452	0,398	0,880
1 para 13	0,018	0,491	0,437	0,889
1 para 14	0,018	0,530	0,475	0,897
1 para 15	0,018	0,568	0,514	0,904
1 para 16	0,018	0,607	0,553	0,910
1 para 17	0,018	0,646	0,591	0,916
1 para 18	0,018	0,684	0,630	0,921
1 para 19	0,018	0,723	0,669	0,925
1 para 20	0,018	0,762	0,707	0,929
1 para 21	0,018	0,801	0,746	0,932
1 para 22	0,018	0,839	0,785	0,935
1 para 23	0,018	0,878	0,824	0,938
1 para 24	0,018	0,917	0,862	0,941
1 para 25	0,018	0,955	0,901	0,943
1 para 26	0,018	0,994	0,940	0,945

A14. DIFERENÇA ENTRE VALORES EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS PARA O CAUDAL 1,05 L/S

Dissipação	$(\Delta E_m - \Delta E_t) / \Delta E_m$
1 para 2	71,05%
1 para 3	*
1 para 4	22,11%
1 para 5	15,90%
1 para 6	12,04%
1 para 7	9,35%
1 para 8	7,40%
1 para 9	5,85%
1 para 10	4,55%
1 para 11	*
1 para 12	2,61%
1 para 13	0,87%
1 para 14	1,00%
1 para 15	*
1 para 16	*
1 para 17	0,69%
1 para 18	0,50%
1 para 19	0,45%
1 para 20	0,56%
1 para 21	0,55%
1 para 22	0,54%
1 para 23	0,89%
1 para 24	*
1 para 25	0,71%
1 para 26	0,65%

A15. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 1,49 L/S

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔE_m (m)	$\Delta E_m/E_m$
1 para 2	1,043	1,004	0,038	0,037
1 para 3	1,043	*	*	*
1 para 4	1,043	0,929	0,114	0,109
1 para 5	1,043	0,892	0,151	0,144
1 para 6	1,043	0,855	0,188	0,180
1 para 7	1,043	0,818	0,225	0,215
1 para 8	1,043	0,781	0,261	0,251
1 para 9	1,043	0,745	0,297	0,285
1 para 10	1,043	0,709	0,333	0,320
1 para 11	1,043	*	*	*
1 para 12	1,043	0,640	0,403	0,387
1 para 13	1,043	0,610	0,432	0,415
1 para 14	1,043	0,566	0,476	0,457
1 para 15	1,043	*	*	*
1 para 16	1,043	*	*	*
1 para 17	1,043	0,452	0,591	0,567
1 para 18	1,043	0,415	0,628	0,602
1 para 19	1,043	0,376	0,667	0,639
1 para 20	1,043	*	*	*
1 para 21	1,043	0,298	0,744	0,714
1 para 22	1,043	0,259	0,783	0,751
1 para 23	1,043	0,214	0,828	0,794
1 para 24	1,043	*	*	*
1 para 25	1,043	0,138	0,905	0,868
1 para 26	1,043	0,101	0,942	0,904

A16. RESULTADOS TEÓRICOS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 1,49 L/s (EDT SEGUNDO CHANSON)

Dissipação	hc (m)	Em _t (m)	ΔEt ₁ (m)	ΔEt ₁ /Em
1 para 2	0,022	0,072	0,010	0,139
1 para 3	0,022	0,111	0,049	0,439
1 para 4	0,022	0,150	0,087	0,584
1 para 5	0,022	0,188	0,126	0,670
1 para 6	0,022	0,227	0,165	0,726
1 para 7	0,022	0,266	0,204	0,766
1 para 8	0,022	0,304	0,242	0,796
1 para 9	0,022	0,343	0,281	0,819
1 para 10	0,022	0,382	0,320	0,837
1 para 11	0,022	0,072	0,351	0,428
1 para 12	0,022	0,111	0,393	0,659
1 para 13	0,022	0,150	0,431	0,747
1 para 14	0,022	0,188	0,470	0,799
1 para 15	0,022	0,227	0,509	0,833
1 para 16	0,022	0,266	0,547	0,858
1 para 17	0,022	0,304	0,586	0,876
1 para 18	0,022	0,343	0,625	0,890
1 para 19	0,022	0,382	0,664	0,901
1 para 20	0,022	0,420	0,702	0,910
1 para 21	0,022	0,459	0,741	0,918
1 para 22	0,022	0,498	0,780	0,924
1 para 23	0,022	0,537	0,818	0,929
1 para 24	0,022	0,575	0,857	0,934
1 para 25	0,022	0,614	0,896	0,938
1 para 26	0,022	0,653	0,934	0,942

A17. RESULTADOS TEÓRICOS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 1,49 L/s (EDT SEGUNDO STEPHENSON)

Dissipação	hc (m)	Em _t (m)	ΔEt ₂ (m)	ΔEt ₂ /Em
1 para 2	0,022	0,072	0,010	0,139
1 para 3	0,022	0,111	0,049	0,439
1 para 4	0,022	0,150	0,087	0,584
1 para 5	0,022	0,188	0,126	0,670
1 para 6	0,022	0,227	0,165	0,726
1 para 7	0,022	0,266	0,204	0,766
1 para 8	0,022	0,304	0,242	0,796
1 para 9	0,022	0,343	0,281	0,819
1 para 10	0,022	0,382	0,320	0,837
1 para 11	0,022	0,072	0,249	-0,979
1 para 12	0,022	0,111	0,321	0,011
1 para 13	0,022	0,150	0,371	0,340
1 para 14	0,022	0,188	0,415	0,505
1 para 15	0,022	0,227	0,457	0,604
1 para 16	0,022	0,266	0,498	0,670
1 para 17	0,022	0,304	0,538	0,717
1 para 18	0,022	0,343	0,578	0,753
1 para 19	0,022	0,382	0,617	0,780
1 para 20	0,022	0,420	0,657	0,802
1 para 21	0,022	0,459	0,696	0,820
1 para 22	0,022	0,498	0,735	0,835
1 para 23	0,022	0,537	0,775	0,848
1 para 24	0,022	0,575	0,814	0,859
1 para 25	0,022	0,614	0,853	0,868
1 para 26	0,022	0,653	0,892	0,876

A18. DIFERENÇA ENTRE VALORES EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS PARA O CAUDAL 1,49 L/S

Dissipação	$(\Delta E_m - \Delta E_{t1}) / \Delta E_m$	$(\Delta E_m - \Delta E_{t2}) / \Delta E_m$
1 para 2	73,86%	73,86%
1 para 3	*	*
1 para 4	23,06%	23,06%
1 para 5	16,23%	16,23%
1 para 6	12,24%	12,24%
1 para 7	9,39%	9,39%
1 para 8	7,26%	7,26%
1 para 9	5,55%	5,55%
1 para 10	4,10%	4,10%
1 para 11	*	*
1 para 12	2,56%	20,40%
1 para 13	0,24%	14,31%
1 para 14	1,27%	12,89%
1 para 15	*	*
1 para 16	*	*
1 para 17	0,79%	8,95%
1 para 18	0,43%	7,93%
1 para 19	0,46%	7,38%
1 para 20	*	*
1 para 21	0,41%	6,43%
1 para 22	0,44%	6,10%
1 para 23	1,18%	6,48%
1 para 24	*	*
1 para 25	0,99%	5,76%
1 para 26	0,80%	5,36%

A19. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 1,69 L/S

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔEm (m)	$\Delta Em/Em$
1 para 2	1,045	1,007	0,038	0,037
1 para 3	1,045	*	*	*
1 para 4	1,045	0,932	0,113	0,108
1 para 5	1,045	0,895	0,150	0,144
1 para 6	1,045	0,858	0,187	0,179
1 para 7	1,045	0,822	0,223	0,214
1 para 8	1,045	0,785	0,260	0,248
1 para 9	1,045	0,747	0,298	0,285
1 para 10	1,045	0,712	0,333	0,318
1 para 11	1,045	*	*	*
1 para 12	1,045	0,646	0,399	0,382
1 para 13	1,045	0,623	0,422	0,404
1 para 14	1,045	0,577	0,468	0,448
1 para 15	1,045	*	*	*
1 para 16	1,045	*	*	*
1 para 17	1,045	0,459	0,586	0,560
1 para 18	1,045	0,424	0,621	0,595
1 para 19	1,045	0,385	0,660	0,631
1 para 20	1,045	0,347	0,698	0,668
1 para 21	1,045	0,308	0,737	0,705
1 para 22	1,045	0,270	0,775	0,742
1 para 23	1,045	0,222	0,823	0,788
1 para 24	1,045	*	*	*
1 para 25	1,045	0,145	0,899	0,861
1 para 26	1,045	0,109	0,936	0,896

A20. RESULTADOS TEÓRICOS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 1,69 L/s (EDT SEGUNDO CHANSON)

Dissipação	hc (m)	Em _t (m)	ΔE_{t1} (m)	$\Delta E_{t1}/E_m$
1 para 2	0,024	0,075	0,010	0,130
1 para 3	0,024	0,114	0,048	0,426
1 para 4	0,024	0,153	0,087	0,572
1 para 5	0,024	0,191	0,126	0,658
1 para 6	0,024	0,230	0,165	0,716
1 para 7	0,024	0,269	0,203	0,757
1 para 8	0,024	0,307	0,242	0,787
1 para 9	0,024	0,075	0,270	0,378
1 para 10	0,024	0,114	0,309	0,590
1 para 11	0,024	0,153	0,348	0,694
1 para 12	0,024	0,191	0,386	0,756
1 para 13	0,024	0,230	0,425	0,797
1 para 14	0,024	0,269	0,464	0,826
1 para 15	0,024	0,307	0,503	0,848
1 para 16	0,024	0,346	0,541	0,865
1 para 17	0,024	0,385	0,580	0,879
1 para 18	0,024	0,423	0,619	0,890
1 para 19	0,024	0,462	0,657	0,899
1 para 20	0,024	0,501	0,696	0,907
1 para 21	0,024	0,540	0,735	0,913
1 para 22	0,024	0,578	0,773	0,919
1 para 23	0,024	0,617	0,812	0,924
1 para 24	0,024	0,656	0,851	0,929
1 para 25	0,024	0,694	0,890	0,933
1 para 26	0,024	0,733	0,928	0,936

A21. RESULTADOS TEÓRICOS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 1,69 L/S (EDT SEGUNDO STEPHENSON)

Dissipação	hc (m)	Em _t (m)	ΔEt ₂ (m)	ΔEt ₂ /Em
1 para 2	0,024	0,075	0,010	0,130
1 para 3	0,024	0,114	0,048	0,426
1 para 4	0,024	0,153	0,087	0,572
1 para 5	0,024	0,191	0,126	0,658
1 para 6	0,024	0,230	0,165	0,716
1 para 7	0,024	0,269	0,203	0,757
1 para 8	0,024	0,307	0,242	0,787
1 para 9	0,024	0,075	0,156	-1,150
1 para 10	0,024	0,114	0,233	-0,075
1 para 11	0,024	0,153	0,285	0,283
1 para 12	0,024	0,191	0,330	0,463
1 para 13	0,024	0,230	0,373	0,570
1 para 14	0,024	0,269	0,414	0,642
1 para 15	0,024	0,307	0,455	0,693
1 para 16	0,024	0,346	0,495	0,731
1 para 17	0,024	0,385	0,535	0,761
1 para 18	0,024	0,423	0,574	0,785
1 para 19	0,024	0,462	0,614	0,805
1 para 20	0,024	0,501	0,653	0,821
1 para 21	0,024	0,540	0,692	0,835
1 para 22	0,024	0,578	0,731	0,846
1 para 23	0,024	0,617	0,770	0,857
1 para 24	0,024	0,656	0,809	0,866
1 para 25	0,024	0,694	0,848	0,874
1 para 26	0,024	0,733	0,887	0,881

A22. DIFERENÇA ENTRE VALORES EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS PARA O CAUDAL 1,69 L/S

Dissipação	$(\Delta E_m - \Delta E_{t1}) / \Delta E_m$	$(\Delta E_m - \Delta E_{t2}) / \Delta E_m$
1 para 2	74,46%	74,46%
1 para 3	*	*
1 para 4	22,82%	22,82%
1 para 5	16,10%	16,10%
1 para 6	11,91%	11,91%
1 para 7	8,91%	8,91%
1 para 8	6,78%	6,78%
1 para 9	9,15%	47,71%
1 para 10	7,08%	29,82%
1 para 11	*	*
1 para 12	3,06%	17,12%
1 para 13	-0,79%	11,57%
1 para 14	0,96%	11,53%
1 para 15	*	*
1 para 16	*	*
1 para 17	0,96%	8,68%
1 para 18	0,43%	7,56%
1 para 19	0,33%	6,94%
1 para 20	0,27%	6,43%
1 para 21	0,30%	6,07%
1 para 22	0,17%	5,60%
1 para 23	1,30%	6,37%
1 para 24	*	*
1 para 25	1,09%	5,66%
1 para 26	0,83%	5,19%

A23. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 1,92 L/S

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔEm (m)	$\Delta Em/Em$
1 para 2	1,048	1,010	0,038	0,036
1 para 3	1,048	*	*	*
1 para 4	1,048	0,935	0,112	0,107
1 para 5	1,048	0,898	0,149	0,142
1 para 6	1,048	0,862	0,186	0,177
1 para 7	1,048	0,825	0,222	0,212
1 para 8	1,048	0,789	0,258	0,247
1 para 9	1,048	0,752	0,295	0,282
1 para 10	1,048	0,718	0,330	0,315
1 para 11	1,048	*	*	*
1 para 12	1,048	0,653	0,394	0,376
1 para 13	1,048	0,629	0,418	0,399
1 para 14	1,048	0,579	0,469	0,447
1 para 15	1,048	*	*	*
1 para 16	1,048	*	*	*
1 para 17	1,048	0,462	0,586	0,559
1 para 18	1,048	0,425	0,623	0,594
1 para 19	1,048	0,386	0,662	0,632
1 para 20	1,048	0,347	0,700	0,668
1 para 21	1,048	0,309	0,739	0,706
1 para 22	1,048	0,270	0,778	0,742
1 para 23	1,048	0,225	0,823	0,786
1 para 24	1,048	*	*	*
1 para 25	1,048	0,158	0,890	0,850
1 para 26	1,048	0,125	0,923	0,881

A24. RESULTADOS TEÓRICOS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 1,92 L/s (EDT SEGUNDO CHANSON)

Dissipação	h_c (m)	E_{m_t} (m)	ΔE_{t_1} (m)	$\Delta E_{t_1}/E_m$
1 para 2	0,026	0,078	0,010	0,122
1 para 3	0,026	0,117	0,048	0,413
1 para 4	0,026	0,156	0,087	0,559
1 para 5	0,026	0,194	0,126	0,646
1 para 6	0,026	0,233	0,164	0,705
1 para 7	0,026	0,272	0,203	0,747
1 para 8	0,026	0,078	0,233	0,376
1 para 9	0,026	0,117	0,281	0,666
1 para 10	0,026	0,156	0,307	0,667
1 para 11	0,026	0,194	0,349	0,748
1 para 12	0,026	0,233	0,387	0,790
1 para 13	0,026	0,272	0,426	0,820
1 para 14	0,026	0,311	0,465	0,843
1 para 15	0,026	0,349	0,503	0,860
1 para 16	0,026	0,388	0,542	0,874
1 para 17	0,026	0,427	0,581	0,885
1 para 18	0,026	0,465	0,620	0,895
1 para 19	0,026	0,504	0,658	0,903
1 para 20	0,026	0,543	0,697	0,910
1 para 21	0,026	0,581	0,736	0,916
1 para 22	0,026	0,620	0,774	0,921
1 para 23	0,026	0,659	0,813	0,926
1 para 24	0,026	0,698	0,852	0,930
1 para 25	0,026	0,736	0,890	0,934
1 para 26	0,026	0,775	0,929	0,937

A25. RESULTADOS TEÓRICOS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 1,92 L/S (EDT SEGUNDO STEPHENSON)

Dissipação	hc (m)	Em _t (m)	ΔEt ₂ (m)	ΔEt ₂ /Em
1 para 2	0,026	0,078	0,010	0,122
1 para 3	0,026	0,117	0,048	0,413
1 para 4	0,026	0,156	0,087	0,559
1 para 5	0,026	0,194	0,126	0,646
1 para 6	0,026	0,233	0,164	0,705
1 para 7	0,026	0,272	0,203	0,747
1 para 8	0,026	0,078	0,089	-1,462
1 para 9	0,026	0,117	0,176	-0,231
1 para 10	0,026	0,156	0,231	0,179
1 para 11	0,026	0,194	0,278	0,384
1 para 12	0,026	0,233	0,321	0,508
1 para 13	0,026	0,272	0,363	0,590
1 para 14	0,026	0,311	0,404	0,648
1 para 15	0,026	0,349	0,445	0,692
1 para 16	0,026	0,388	0,485	0,726
1 para 17	0,026	0,427	0,525	0,754
1 para 18	0,026	0,465	0,564	0,776
1 para 19	0,026	0,504	0,604	0,795
1 para 20	0,026	0,543	0,643	0,811
1 para 21	0,026	0,581	0,682	0,824
1 para 22	0,026	0,620	0,721	0,836
1 para 23	0,026	0,659	0,761	0,846
1 para 24	0,026	0,698	0,800	0,855
1 para 25	0,026	0,736	0,839	0,863
1 para 26	0,026	0,775	0,878	0,870

A26. DIFERENÇA ENTRE VALORES EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS PARA O CAUDAL 1,92 L/S

Dissipação	$(\Delta E_m - \Delta E_{t1}) / \Delta E_m$	$(\Delta E_m - \Delta E_{t2}) / \Delta E_m$
1 para 2	74,55%	74,55%
1 para 3	*	*
1 para 4	22,58%	22,58%
1 para 5	15,78%	15,78%
1 para 6	11,58%	11,58%
1 para 7	8,63%	8,63%
1 para 8	9,97%	65,72%
1 para 9	4,82%	40,39%
1 para 10	6,98%	30,00%
1 para 11	*	*
1 para 12	1,80%	18,51%
1 para 13	-1,85%	13,13%
1 para 14	0,84%	13,71%
1 para 15	*	*
1 para 16	*	*
1 para 17	0,84%	10,43%
1 para 18	0,49%	9,37%
1 para 19	0,54%	8,77%
1 para 20	0,48%	8,18%
1 para 21	0,48%	7,70%
1 para 22	0,44%	7,24%
1 para 23	1,22%	7,60%
1 para 24	*	*
1 para 25	-0,03%	5,79%
1 para 26	-0,66%	4,92%

A27. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 2,17 L/S

Dissipação	Em (m)	Er (m)	ΔEm (m)	$\Delta Em/Em$
1 para 2	1,051	1,013	0,038	0,036
1 para 3	1,051	*	*	*
1 para 4	1,051	0,939	0,112	0,106
1 para 5	1,051	0,902	0,149	0,141
1 para 6	1,051	0,863	0,188	0,179
1 para 7	1,051	0,827	0,224	0,213
1 para 8	1,051	0,791	0,260	0,248
1 para 9	1,051	0,755	0,296	0,281
1 para 10	1,051	0,720	0,331	0,315
1 para 11	1,051	*	*	*
1 para 12	1,051	0,653	0,398	0,378
1 para 13	1,051	0,627	0,424	0,403
1 para 14	1,051	0,583	0,468	0,446
1 para 15	1,051	*	*	*
1 para 16	1,051	*	*	*
1 para 17	1,051	0,466	0,584	0,556
1 para 18	1,051	0,430	0,621	0,591
1 para 19	1,051	0,391	0,660	0,628
1 para 20	1,051	0,352	0,699	0,665
1 para 21	1,051	0,315	0,736	0,701
1 para 22	1,051	0,276	0,775	0,738
1 para 23	1,051	0,229	0,822	0,782
1 para 24	1,051	*	*	*
1 para 25	1,051	0,161	0,890	0,847
1 para 26	1,051	0,125	0,926	0,881

A28. RESULTADOS TEÓRICOS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 2,17 L/s (EDT SEGUNDO CHANSON)

Dissipação	hc	Em	ΔE_{t_1} (m)	$\Delta E_{t_1}/E_m$
1 para 2	0,029	0,082	0,009	0,116
1 para 3	0,029	0,120	0,048	0,400
1 para 4	0,029	0,159	0,087	0,546
1 para 5	0,029	0,198	0,126	0,635
1 para 6	0,029	0,082	0,156	0,367
1 para 7	0,029	0,120	0,194	0,570
1 para 8	0,029	0,159	0,233	0,675
1 para 9	0,029	0,198	0,272	0,739
1 para 10	0,029	0,237	0,310	0,781
1 para 11	0,029	0,275	0,349	0,812
1 para 12	0,029	0,314	0,388	0,835
1 para 13	0,029	0,353	0,426	0,853
1 para 14	0,029	0,391	0,465	0,868
1 para 15	0,029	0,430	0,504	0,880
1 para 16	0,029	0,469	0,543	0,890
1 para 17	0,029	0,507	0,581	0,898
1 para 18	0,029	0,546	0,620	0,905
1 para 19	0,029	0,585	0,659	0,912
1 para 20	0,029	0,624	0,697	0,917
1 para 21	0,029	0,662	0,736	0,922
1 para 22	0,029	0,701	0,775	0,926
1 para 23	0,029	0,740	0,813	0,930
1 para 24	0,029	0,778	0,852	0,934
1 para 25	0,029	0,817	0,891	0,937
1 para 26	0,029	0,856	0,930	0,940

A29. RESULTADOS TEÓRICOS DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA PARA O CAUDAL 2,17 L/S (EDT SEGUNDO STEPHENSON)

Dissipação	hc	Em	ΔE_{t_2} (m)	$\Delta E_{t_2}/E_m$
1 para 2	0,029	0,082	0,009	0,116
1 para 3	0,029	0,120	0,048	0,400
1 para 4	0,029	0,159	0,087	0,546
1 para 5	0,029	0,198	0,126	0,635
1 para 6	0,029	0,082	-0,015	-1,725
1 para 7	0,029	0,120	0,082	-0,362
1 para 8	0,029	0,159	0,140	0,092
1 para 9	0,029	0,198	0,189	0,319
1 para 10	0,029	0,237	0,233	0,455
1 para 11	0,029	0,275	0,276	0,546
1 para 12	0,029	0,314	0,317	0,611
1 para 13	0,029	0,353	0,358	0,659
1 para 14	0,029	0,391	0,398	0,697
1 para 15	0,029	0,430	0,438	0,728
1 para 16	0,029	0,469	0,478	0,752
1 para 17	0,029	0,507	0,518	0,773
1 para 18	0,029	0,546	0,557	0,790
1 para 19	0,029	0,585	0,597	0,805
1 para 20	0,029	0,624	0,636	0,818
1 para 21	0,029	0,662	0,675	0,830
1 para 22	0,029	0,701	0,714	0,840
1 para 23	0,029	0,740	0,753	0,849
1 para 24	0,029	0,778	0,792	0,857
1 para 25	0,029	0,817	0,831	0,864
1 para 26	0,029	0,856	0,870	0,870

A30. DIFERENÇA ENTRE VALORES EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS PARA O CAUDAL 2,17 L/S

Dissipação	$(\Delta E_m - \Delta E_{t1}) / \Delta E_m$	$(\Delta E_m - \Delta E_{t2}) / \Delta E_m$
1 para 2	74,82%	74,82%
1 para 3	*	*
1 para 4	22,39%	22,39%
1 para 5	15,52%	15,52%
1 para 6	17,36%	108,17%
1 para 7	13,39%	63,48%
1 para 8	10,48%	46,14%
1 para 9	8,13%	36,21%
1 para 10	6,32%	29,61%
1 para 11	*	*
1 para 12	2,51%	20,23%
1 para 13	-0,66%	15,48%
1 para 14	0,67%	14,92%
1 para 15	*	*
1 para 16	*	*
1 para 17	0,55%	11,41%
1 para 18	0,18%	10,28%
1 para 19	0,17%	9,58%
1 para 20	0,29%	9,09%
1 para 21	0,02%	8,32%
1 para 22	0,05%	7,87%
1 para 23	1,06%	8,38%
1 para 24	*	*
1 para 25	-0,10%	6,60%
1 para 26	-0,36%	6,05%